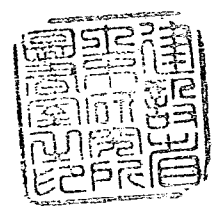
昭和40年度
高知県委託

土木研究所資料

第 125 号

新青柳橋基本計画報告書



昭和 40 年 11 月

建設省土木研究所

新青柳橋基本計画報告書
第一二五号
建設省土木研究所

No.

昭和40年度
高知県委託

土木研究所資料

第125号

新青柳橋基本計画報告書

昭和40年11月

建設省土木研究所

新青柳橋基本計画報告書
目　次

1 篇　総　説

まえがき……1

1. 計画条件……2
- 1.1 概　要
- 1.2 架橋地点の自然条件
- 1.3 河川管理者、港湾管理者、海航および公共添加物等の条件
- 1.4 地形、風物よりの条件
- 1.5 設計基準

2. 計画にあたっての基本方針……12
- 2.1 支持地盤の選定
- 2.2 径間割
- 2.3 上部構造
- 2.4 下部構造
- 2.5 橋下高

3. 概略比較設計の対象の選定……15
- 3.1 架橋地点の付近の既設橋
- 3.2 径間割
- 3.3 上部構造
- 3.4 下部構造
- 3.5 比較設計の対象案

4. 概略比較設計……24
- 4.1 第1案
- 4.2 第2案
- 4.3 第3案
- 4.4 第4案
- 4.5 第5案

5. 概略設計の比較と結論……31

6. 実施設計ならびに施工に対する注意……32

2 篇　概略設計

1. 概　要……35
- 1.1 設計諸元
- 1.2 設計条件

2. 上部構造……37

3. 下部構造……38
- 3.1 設計仮定
- 3.2 くい群に作用する外力の総括
- 3.3 くいの許容支持力
- 3.4 くいの設計

4. 不等沈下に対する検討……59
- 4.1 不等沈下の状態の種類
- 4.2 支点沈下によりケタに生ずる曲げモーメント
- 4.3 応力照査
- 4.4 対　策

5. 耐震性の検討……68
- 5.1 設計震度0.3とした場合
- 5.2 くい突出長が大になった場合
- 5.3 その他の耐震性への配慮

6. 他の比較設計案……70
- 6.1 第2案
- 6.2 第3案
- 6.3 第4案
- 6.4 第5案

3 編　基本計画図（別冊）

1. 道路計画一般図
2. 計画條件図
3. 透視図
4. 一般図
5. 上部構造概要図 (1)
6. 上部構造概要図 (2)
7. 下部構造概要図 (1)
8. 下部構造概要図 (2)

4 編　橋梁工事費

1. 総説 ---------- 82
1.1 主要単価
2. 第1案 ---------- 84
2.1 下部工
2.2 上部工
3. 第2案 ---------- 87
3.1 下部工
3.2 上部工
4. 第3案 ---------- 88
4.1 下部工
4.2 上部工
5. 第4案 ---------- 90
5.1 下部工
5.2 上部工
6. 第5案 ---------- 92
6.1 下部工
6.2 上部工
7. 総括 ---------- 93
あとがき ---------- 95

付　　録

1. 橋梁研究室：新青柳橋基本計画資料作成業務委託仕様書，昭和40年6月5日

2. 日本建設コンサルタント(株)：新青柳橋基本計画資料作成業務委託報告書，日本建設コンサルタント(株)，昭和40年8月

2.1 新青柳橋径間割・橋種橋造形式比較図

2.2 新青柳橋第1案概略設計計算書

2.3 新青柳橋第1案支断面の検討書

2.4 新青柳橋第1案概略設計図

2.5 新青柳橋第1案概略所要材料積算書

2.6 新青柳橋第1案概略施工計画

2.7 新青柳橋第2案概略設計計算書

2.8 新青柳橋第2案概略設計図

2.9 新青柳橋第2案概略所要材料積算書

2.10 新青柳橋第2案施工計画

2.11 新青柳橋第3案概略設計計算書

2.12 新青柳橋第3案概略設計図

2.13 新青柳橋第3案概略所要材料積算書

2.14 新青柳橋第3案施工計画

2.15 新青柳橋概略設計主要事項比較書

3. 多田，篠原：高張度鋼を用いた溶接鋼道路橋設計指針(案)，溶接鋼道路橋用高張度鋼板規格(案)，(40年度予備設計)，昭和40年7月，土木研究所資料第45号，建設省土木研究所

4. くい反力の計算

5. 文献資料一覧表

まえがき

新青柳橋は高知市国分川河口の浦戸湾内に架設される街路橋である。このような地点の通例として基礎地盤が非常に悪いため橋種形式の選定には、耐震設計を考えると非常に問題が多い。そこで高知県(都市建設課担当)ではこの基本計画を当所に委託されたものである。

形式比較に際しては、コンクリート橋，鋼橋の両種にわたり広く検討したが結局鋼連続ゲタ橋を採用した。これは耐震設計上で経済的に有利であることと、全体的な耐震性を考慮したためである。

基礎構造は、可動橋脚に場所打ぐいを，固定橋脚に鋼ぐいを用いた。計画は村上所長の指導の下に行った。

総括　構造橋梁部長心得　多田安夫
(前橋梁研究室長)

橋梁研究室　太田実

〃　君野弘明

1 篇　総　説

1. 計画条件

1.1 概要

本橋は高知県が現在実施中の浦戸港埋立地事業で造成された高知市若松町側埋立地と南吸江側埋立地を連絡するとともに，現青柳橋の交通緩和を目的として新設されるものである。なお事業は，都市計画事業として，昭和40年度～昭和42年度に実施されるものである。担当部局は土木部都市建設課および高知土木事務所である。

高知県より提示された諸元は表1.1のとおりである。

表1.1　新青柳橋計画諸元

項目			内容
1.	路線名		一般地方道Ⅱ-3-6 南御座仁井田線
2.	架設箇所		高知市若松町～南吸江
3.	橋下の種類		浦戸湾（国分川）
4.	橋名（仮称）		新青柳橋
5.	橋格および設計活荷重		一等橋，TL-20
6.	幅員		1.50m（歩道）+13.00m（車道）+1.50m（歩道）
7.	橋長		345.62m 以上
8.	径間割		支間 30m 以上
9.	建築限界	橋上	図番No.3・計画条件図参照
		橋下	橋中央において H.W.L.=+1.80m より 2.50m 以上

項目			内容
10.	橋の種類	10.1 用途	道路橋
		10.2 路面の位置	上路橋
		10.3 橋種構造形式	上・下部構造と随意
11.	公共添加物		水道管、電気通信ケーブル、四国電力ケーブル
12.	設計震度		鉛直 0.1，水平 0.2

1.2 架橋地点の自然條件

1.2.1 地形

図番 No.1 の道路計画一般図にみるごとく、架橋地点は国分川が浦戸湾にそそぐあたりに位置する。架設地点の両側はいずれも埋立地である。浦戸湾より架設地点を望むと、上流には現青柳橋（RC橋）があり、その背景に遠く四国山脈が連なってみえる。斜め右方に名勝地五台山あり、右方には本年竣功の五台山橋（PC橋）が見える。左方が高知港で、高知市の工業地帯である。背面は景勝として知られる浦戸湾である。

なお、この工事に用いる設計図の標高は、高知港工事用基準面（東京湾中等潮位より −1.2517m）を基準としている。

1.2.2 地質概況

土佐湾頭にある高知市の座地帯は東西方向の丘陵地帯が北水して、北方の新層崖からのびる複合扇状地と浦戸湾に流入する国

分川，久万川，鏡川等の流送土砂が沈水して出来た複合三角洲よりなっている。

架設地点は，主として，久万川，国分川，鏡川等の流送土砂が沈水して出来た第四紀沖積層で，主として海成沖積層で上部は貝殻および有機物が挟在している。この地点の地層を大別すればつぎの4層に分けられる（表1.2）。

表1.2 架設地点の地層

区　分	地層の種類および厚さ
第1層	N=1~7の中位の有機質シルト層。厚さ約31 m.
第2層	N=25~60の砂礫層。厚さ約10m.
第3層	N=14~22の有機質シルト層。厚さ約13m.
第4層	粘質土と砂礫の互層で，各単層の厚さは3~4m。粘質土には貝殻と有機物が混入，N=18~25，砂礫層はN=50~100.

1.2.3 基礎地盤

資料1)，2)および図番No.3・計画條件図にみるごとく，基礎地盤の状況は−30~−35m付近までN-値が1~6で，非常な軟弱地盤である。また，支持層と考えられるものは5~6mでその下はまた軟弱地盤となり，大体−45m付近で堅固な層に達する。

造成中の埋立地の沈下状況は，例えば埋立地護岸が施工後1年5ヵ月で4.″000−3.″742＝0.″258の沈下を示しており，この例からも，架設地点の圧密沈下はさけ得ないものと考えられる。

代表的な土質試験資料として，No.6ボーリングにおけるものを表1.3にかかげる。

表13 NO.6 ボーリング土質試験結果

深度		m	6.50~7.40	16.30~17.20	25.50~26.10	28.10~29.30	47.80~48.35
粒度による土の分類			シルト質粘土	粘土	粘土	シルト質粘土	粘土
粒度試験	礫分	%					
	砂分	%	6	2	1	1	3
	シルト分	%	68	52	24	33	49
	粘土分	%	26	46	75	66	48
	60% 粒径	D_{60} mm	0.022	0.0095	0.0024	0.004	0.008
	10% 粒径	D_{10} mm					
	均等係数	Uc					
自然含水比		w %	33.02	33.91	94.03	54.38	25.97
真比重		Gs	2.718	2.730	2.701	2.745	2.750
単位体積重量		r g/cm³	1.818	1.783	1.414	1.664	2.017
乾燥密度		rd g/cm³	1.367	1.274	0.731	1.078	1.601
間隙比		e	0.989	1.142	2.690	1.546	0.719
飽和度		Sr %	90.75	95.41	94.24	96.55	99.33
調度試験	液性限界	wL %	37.4	42.5	81.9	59.7	40.9
	塑性限界	wp %	23.3	23.6	41.4	32.8	22.7
	塑性指数	Ip	14.1	18.9	40.5	26.9	18.2
	流動指数	If	8.2	5.9	11.5	4.0	8.3
直接せん断試験	粘着力	c kg/cm²					0.74
	内部摩擦角	φ°					12°31′
三軸圧縮試験	粘着力	c kg/cm²	1.20	0.60	1.35	0.63	
	内部摩擦角	φ°	13°08′	7°42′	0°	5°23′	
一軸圧縮試験	圧縮強度	qu kg/cm²					2.10
	乱れた土の圧縮強度	qur kg/cm²					0.67
	鋭敏比	St					3.13
圧密試験	先行荷重	Po kg/cm²	1.53	2.20	2.67	3.20	(急速) 4.70
	圧密係数	Cv cm²/sec	9.85×10^{-3}	6.50×10^{-3}	4.00×10^{-3}	2.94×10^{-3}	1.29×10^{-3}
	透水係数	k cm/sec	2.80×10^{-8}	1.31×10^{-8}	1.27×10^{-7}	6.26×10^{-8}	2.21×10^{-8}
	圧縮指数	Cc	0.257	0.370	1.34	0.572	0.081

これらの測定値は，同一深度についてもボーリング孔によってかなりのバラツキがあり，たとえば，ボーリング孔 NO.5，No6，NO7 の深度 16~17 m における，

三軸圧縮試験による内部摩擦角の値はそれぞれ 4°45', 7°42', 21°06' となっており，同じく圧密係数のそれらは，2.33×10^{-3}, 6.50×10^{-3}, 2.19×10^{-3} であって，架設計画線に沿った同一深度においても，位置によって土の性状がかなり異なるので注意を要する。

±0～(30~35)^m の軟弱層の予想圧密沈下量は　　である。

1.2.4 気象

理科年表(1965年版)より高知市の気象の概略を引用して示すと，図1.1のとおりである。高知県は台風常襲地帯であるが，既往の記録は表1.4のとおりである。

1.2.5 海象

A. 潮位

潮位変化は図1.2のとおりである。

	東京湾中等潮位基準	高知港工事用基準面基準
H.H.T.L.	+1.^{m}4283	+2.^{m}680
H.T.L.	+0.^{m}5483	+1.^{m}300
	±0.000	+1.^{m}2517
M.T.L.	−0.^{m}2717	+0.^{m}980
L.T.L.	−1.^{m}2517	±0.00
L.L.T.L.	−1.^{m}3417	−0.^{m}590

図1.2

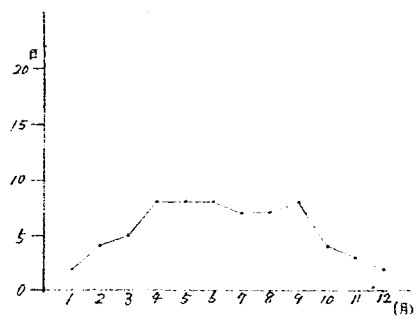
B. 高潮

既往の高潮記録はつぎのとおりである。

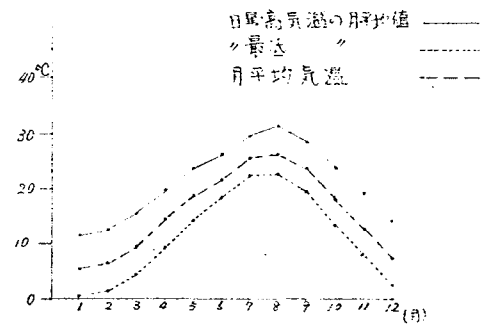
東京湾中等潮位 +1.^{m}4283

(高知港工事用基準面 +2.^{m}680)

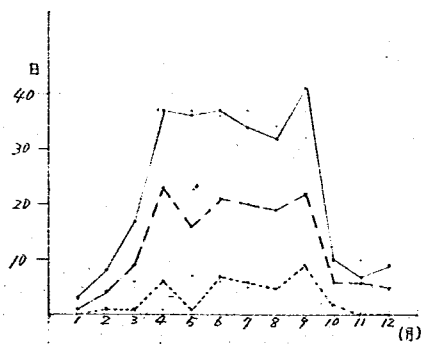
図 1.1 気象の概要



(1) 雨天日数(日降水量10㎜以上の日数)



(2) 気温



(3) 10年間の豪雨日数
日降水量 30㎜以上 ——
〃 50 〃 – – –
〃 100 〃 ------

(於.高知市比島)

月	1	2	3	4	5	6
風向	W	W	W	W	W	SE
月	7	8	9	10	11	12
風向	SE	ESE	N	N	W	W

(1940~1951)

(4) 月別最多風向

表1.4 既往の台風記録

台風の名前	記録 年月日	気圧 (ミリバール)	風方および最大風速(m/sec)	瞬間最大風速 (m/sec)
室戸台風	S.9-9-21	719.3	NW 15.3	28.0
枕崎台風	S20-9-17	734.8	SE 26.2	34.7
ジェーン台風	S25-9-3	983.8	NNW 18.0	27.1
台風13号	S-28-9-25	978.9	N 21.0	32.3
第2室戸台風*	S36-9-16	930.9	E 18.8	27.6

* この時の高潮は、東京湾中等潮位+1.4m (約)となっている (高知港工事用基準面+2.6517)

浦戸湾の埋立により高潮位は上昇するが，その予想高潮位はつぎのようである。

i) 当初埋立計画による工事完了の場合
東京湾中等潮位 +3.″6483 (高知港工事用基準面 +4.″90)

ii) その後，埋立計画が変更になったが，その場合の予想最大高潮位については，昭和40年11月現在，高知県において計算中である。

C. 潮流

潮流は 0.6 m/sec 程度であって，水深の浅い故もあって，工事に特に問題になるほどでない。

1.2.6 流水の影響

国分川は 幹川 河川で，その治水計画は，河床勾配 ，計画高水流量 1640 m³/sec，計画高水位 東京湾中等潮位 +0.691m，洪水時最大流速は 2.0 m/sec 位である。常時は 0.5 m/sec. 程度である。

前述の地質，基礎地盤状況からみて，架設地点は高水時をのぞいて洗堀のおそれはなく，設計においては考慮する必要がなかろう。

1.2.7 動力および用水状況

埋立工事中で付近に 6 KVA の電源があり，容易にこれを使用できる。用水は若松町埋立地に水道管があり，取水も容易である。

1.2.7 地震

本橋の位置は基礎地盤が軟弱であり かつしばしば大地震の襲来するところであるから，設計震度を0.3程度とすることが考えられるが，現高柳橋は南海地震で不等沈下を生じたが その不陸補修のまま 現在も十分 交通に耐えており，この経験からと，従来本地域では 設計水平震度を 0.2程度としていることから，本橋の設計震度は 鉛直0.1，水平0.2 を採用することとする。ただし，主要なものについて0.3で破壊にいたらないかな，また表層の流動化の影響を照査する。

1.3 河川管理者，港湾管理者，航行および公共添加物等の條件

1.3.1 河川管理者

架設地点は国分川河口に面しているが，港湾区域となっているため 河川管理者からの條件はない。

1.3.2 港湾管理者

A. 径間割

條件なし。

B. 高潮

高潮対策（資料4）の計画によれば本橋位置で100年期待値の高潮々位として +4.80m，2.0m/sec がとられており，これに対して照査が必要である。なおこれは引汐，こみ汐両方向について考慮するものとする。

C. 船舶の衝突

常時においては問題ないが，高潮時においても本橋への船舶の衝突の可能性は非常に稀であるため考慮しない。

D. 舟航

橋下を小船(釣船等)が通るので，一般図に示した程度の航路しゃんせつを実施すること。

注). イカダ幅 4.0m，桁下高さ(水面上) 2.0m …… 海上保安部調べ

1.3.3 公共添加物

公共添加物は表1.5に示すとおりである

表1.5 公共添加物

種類	寸法	重量	摘要
水道管	452 m/m	186 kg/m	
電気通信ケーブル	6×(外径)φ90 m/m	90 kg/m	
四国電力ケーブル	外径 51.7 m/m	42 kg/m	1. 送電電圧： V. 2. 電線心種類：

なお，電力ケーブル添加にともなう安全性については，四国電力において万全の処置を講ずることとする。

1.4 地形，風物よりの條件

本橋は都市計画事業で実施されているのをみても明らかなごとく，街路橋である。また，両岸，対岸ならびに高知港に出入する船舶，周遊観光船からもよく観望しうる位置にある。一方，名勝五

台山上よりは眼下に眺望できる等，高知市第一の大橋となることとあいまって，その外観は設計上重要な條件となっている。

1.5 設計基準

計画設計にあたって準據すべきものとして，つぎのものを適用した。

(1) 鋼道路橋設計示方書
日本道路協会，昭和39年6月

(2) 溶接鋼道路橋設計示方書
日本道路協会，昭和39年5月

(3) 鋼道路橋の合成ゲタ設計施工指針
日本道路協会，昭和40年6月

(4) 鉄筋コンクリート道路橋設計示方書
日本道路協会，昭和39年6月

(5) プレストレストコンクリート設計施工指針
土木学会，昭和36年8月

(6) 道路橋下部構造 設計指針，「くい基礎の設計篇」
日本道路協会，昭和39年3月

(7) 道路橋下部構造設計指針(案)，「1篇 総則」，「3篇設計 1.総則，2.荷重，3.材料，4.許容応力度および許容支持力」
日本道路協会，昭和40年7月案

(8) 高強度鋼を用いた溶接鋼道路橋設計指針(案)
土木研究所資料，第45号，昭和40年7月

2. 計画にあたっての基本方針

2.1 支持地盤の選定

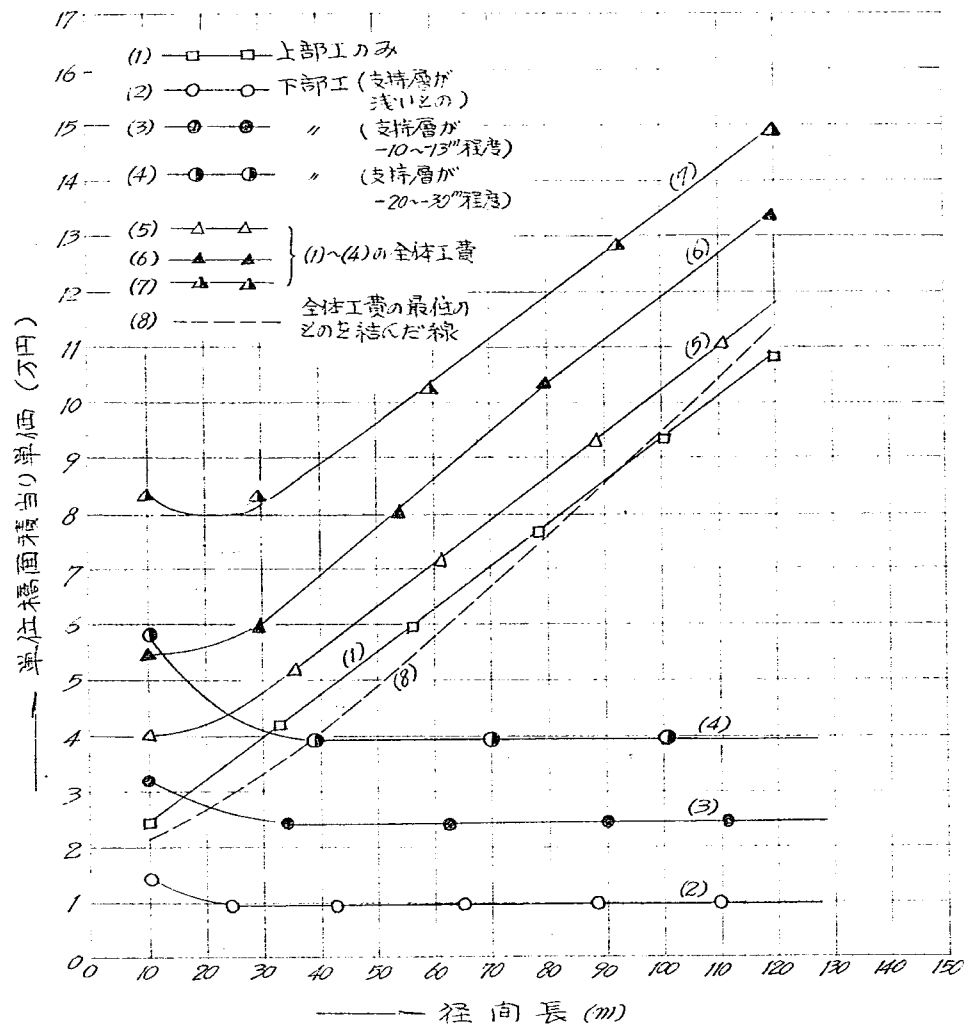
鉛直方向支持地盤としては，計画條件図に示す基礎状況図よりみると，−30～−35mにあらわれているシルト交り砂礫層（N値：25～30以上）と，その下の軟弱層をへだてて，−45～−50m以深にある粘質土と砂礫との互層（N値：50以上）との両者が考えられる。どっちが安全なかは後者であるが，前者の場合でも圧密沈下の検討を行ない安全をたしかめておけば，5～6mの層厚でも十分支持層となしうるから，後者よりはるかに経済的となる。そこで，計画にあたっては，一応，前者を支持層とすることにした。

水平方向支持地盤としては，このような軟弱地盤ではとくに安全を期せば「くい基礎の設計篇」3.3.2に規定されているごとく，N値5程度以下のところは無視すればよいが，それでは経済的設計はなりたたず，またそれほどの安全は考慮する必要がないと考えられる。したがって−4mまでの地盤水平抵抗力は無視するが，それ以下は有効と考えることにした。なお，−10mまで無視した場合については，破壊に至らないよう配慮した。

2.2 径間割

本橋の工事規模は大規模の部類に属するので，統計的な経済的径間割の傾向にほぼしたがうものと考えられる。そこで，図2.1に示される全体工費の傾向から推定すると，支持地盤の深さは−20～−30mのグループに近い。しかし，支持地盤が−35m程度では，経済的径間長は30m前後に移行する。したがって，支間は30～40mの範囲で考慮することにする。

図2.1 単位橋面積当り工費の傾向(一等橋)



2.3 上部構造

図2.1に示す全体工費は鋼橋，PC橋を加えた平均的なものである。このことはまた両者いずれも一応対象としうるということであるので，橋種については別段の定めをしないことにした。

構造形式は基礎地盤が軟弱であることから耐震性を考慮して，その地震時における挙動ができるだけ一体となるような形式，すなわち連続ゲタを主たる形式と考えた。しかし，単純ゲタ橋も，一般に経済的であり，かつ耐震的な配慮を設計に施せば十分安全であるので，これも考慮の対象とした。

一方，計画条件でも述べたごとく，外観を考慮するとゲタ下高の割には支間が大であるので，極力スレンダーな側面とするよう考えることにした。

2.4 下部構造

このような地盤ではケーソン基礎の有利性はほとんど考えられないので，くい基礎を主体とする。

2.5 橋下高

これについては次の2条件を考慮した。

(1) 港湾からの条件として橋中央部で H.W.L (+1.80m) より 2.50m の余裕をとる。

(2) 高潮時の最大波高は +4.80 とする。

前者に対しては橋中央部のみでよいので橋端部は現設計より F.L. を下げてよいが，後者の条件を考慮するとゲタ下は (+4.80)+α とするのが一般的である。しかし取付道路はできるかぎり F.L. を上げることを避けたいので，上部構造の設計に影響をおよぼさない程度の高さまで下げたのである。すなわち橋端部では高潮時にゲタの冠水を +0.30m 程度許すことにした。

3. 概略比較設計の対象の選定

2章においてのべた基本方針に基づき，まず概略設計の対象とすべき橋種形式を選定することにする．まず参考として架橋地点付近の既設橋についてのべる．

3.1 架橋地点の付近の既設橋

道路計画平面図（図番 No.1）に，付近の既設橋として五台山橋と青柳橋の位置を示す．

3.1.1 青柳橋

本橋の諸元を表3.1に，縦断勾配図を図3.1に示す．

表3.1 青柳橋諸元

項目			内容
上部構造	橋種形式		鉄筋コンクリート単純Tゲタ橋
	橋長		403.63 m
	径間長		10.91 m（37連）
	幅員		5.5 m
	舗装		コンクリート
下部構造	構造形式	橋台	RC重力式
		橋脚	RC円柱 φ65cm×3本

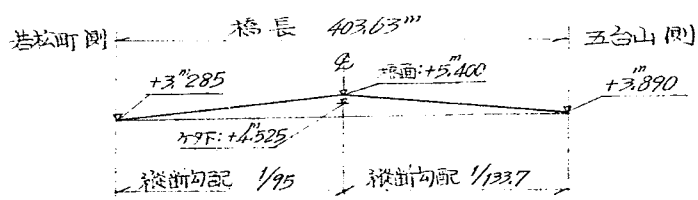


図3.1 青柳橋縦断勾配図

（写　　真）

写真31　青柳橋（側面）

写真31はその側面である。スパンが小さいためケタ高とケタ下高との関係が丁度バランスが上れており，橋脚もケタに応じてスレンダーなので，全体的に 伸々よい外観を呈している。

本橋は南海地震によって橋脚が不等沈下するという震害をうけたが，そのまま不陸補修のみで使用している。

3.1.2 五台山橋

本橋は昭和40年に竣工したもので，諸元は表32のとおりである。

表32　五台山橋，諸元

項目		内容		
一般	路線名および所在地	一般地道，高知～種崎線，高知市五台山タナスカ		
	橋格および設計荷重	一等橋，TL-20		
	橋長	99.00 m	橋面積	約 1150 m²
	径間割	32.20m 3連		
	幅員	11.50m～12.50m		

	直斜の別		直橋
上部構造	橋種形式		ポストテンショーニングPC桁，床版：RC
	使用材料	コンクリート	$\sigma_{28}=400\ kg/cm^2$，導入時：$\sigma_{cut}=340\ kg/cm^2$
		PC鋼線(φ5)	$\sigma_{pu}=165\ kg/mm^2$，$\sigma_{pa}=99\ kg/mm^2$
		PC鋼棒(φ24)	許容引張応力度（導入直後）$\sigma_{pe}=64.5\ kg/mm^2$
		場所打ちコンクリート	$\sigma_{ck}=300\ kg/cm^2$
	破壊に対する安全度		1.3（静荷重）+2.5（動荷重）
下部構造	形式	躯体	RC版式
		基礎	PCぐい（φ600）
	使用材料	コンクリート(躯体)	$\sigma_{28}=180\ kg/cm^2$，$\sigma_{ca}=60\ kg/cm^2$
		鉄筋	SR24，$\sigma_{sa}=1400\ kg/cm^2$
	設計震度		鉛直 0.1，水平 0.2
	くいの支持力	設計 常時	$R_a=108\ t$．（引抜き：$R_a'=38\ t$）
		設計 地震時	$R_{sa}=154\ t$，（〃：$R_{sa}'=75\ t$）
		施工時くい打ち公式からの支持力	$R=128.5\ t$
工期	着工		昭和37年2月20日
	終了		昭和39年11月20日
	延日数		275日
工費	下部工		64,592,609（56,200/m²） | 96,621,400（84,000/m²）
	上部工		32,028,791（27,800/m²）
	地震計(2台)		3,500,000
	事務費		9,975,000
	測量及試験費		3,397,600
	総事業費		113,494,000（99,000/m²）

図32に側面図を，写真32に側面を示す。柱状図より明らかなごとく，中間層は新青柳橋よりよく，水平支持力はとりやすい。

32 径間割

青柳橋は 径間 10.91 m であるが 五台山橋は 32.20m である。前者が戦前の基礎工学未発達の時代の設計・施工であることを考えれば，支持地盤を −30m 以上にとる場合，30m のスパンは当然である。

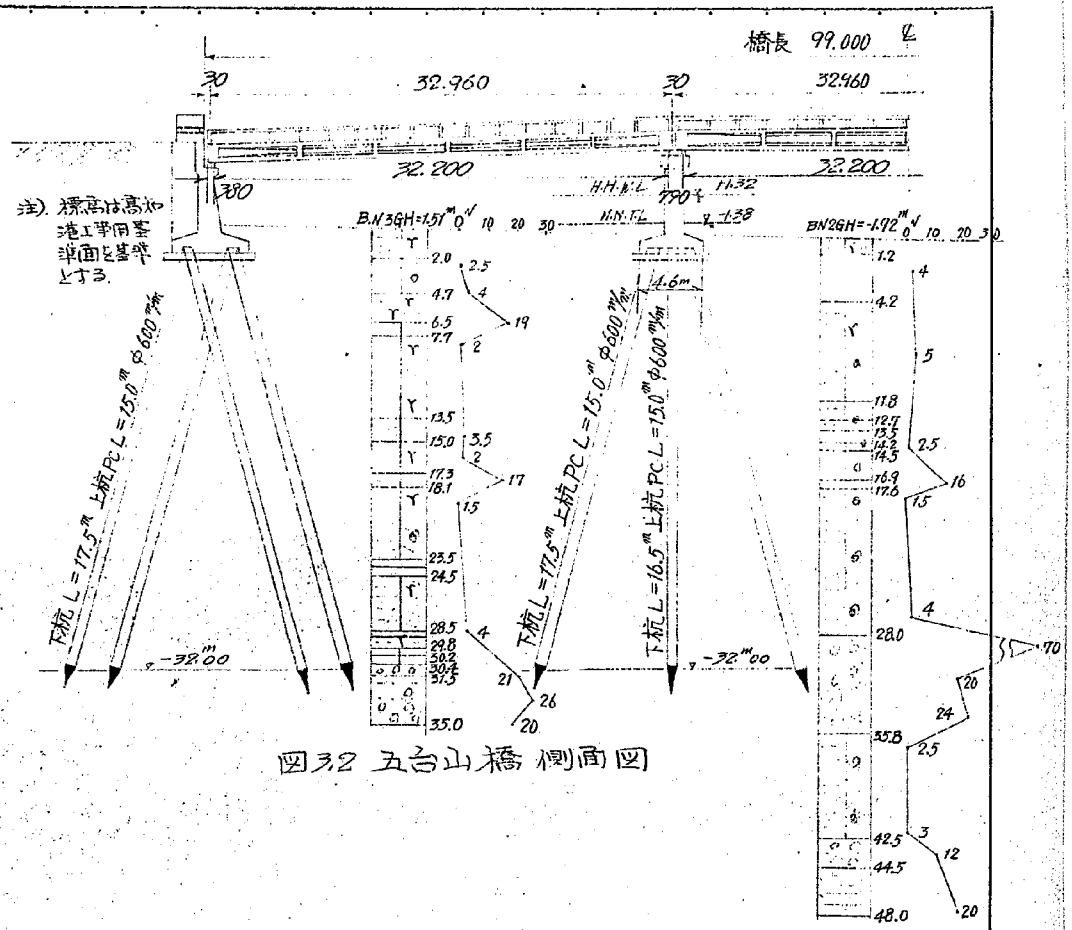


図32 五台山橋 側面図

写真32 五台山橋(側面)

いま、橋長345.62m以上を30mスパンで分割すると、約11スパンとなる。この一案として、図3.2のように橋中央に固定ラーメン橋脚島のような広場をつくることも考えられるが、外観上成功か不成功かの両極端でないかとの反対意見もあって、対象外とした。

また連続ゲタ支承をゴム支承にし、各下部構造にせん断力をうけだたせる形式も考えられたが、時期尚早ということで除外した。

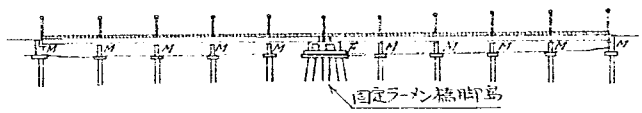


図3.3

3.3 上部構造

3.3.1 鋼 橋

すでに述べたように、径間長に比しケタ下高が低いので、普通のケタ高では外観上鈍重な感を与える。そのため鋼橋を例として腹板高を $l/25$ 以下とし、コンクリート橋とこれに準ずることにした。

つぎにケタ高を等高としたのは、HT 36/50, HT 50/60 の採用により十分可能であること、不等沈下に際し橋脚上断面の応力増加が急激でないこと、さらには、外観が近代感覚にそうものと考えられること、などの理由によるものである。

連続合成ゲタとしなかったのは、軟弱地盤で万一の場合はジャッキアップの可能性のあること、非合成で設計すれば、RC床版との合成作用と期待できて実際のタワミ剛性は合成ゲタとして設計した場合のそれより大きくなること（高強度鋼とケタ高制限のために、タワミが大きくなる

ので，このことが問題になる)．また施工および施工管理を容易にし，その面からも経済性をはかる方針をとったこと，等による。

主ケタはI形断面，主ケタ間隔は3.30～3.40m程度としたが，これは現在もっとも経済的とされている方法である。

3.3.2 PC橋

ケタ高については鋼橋に準ずることにしたが，これは鋼橋と同様な理由による。

工法はとくに定めなかったが，総足場式は地盤が悪いので良策と考えられず，このため，プレキャストケタを用い橋脚上を連結する方法と，Dywidag工法のような片持梁式架設工法のとれるものを対象とした。

3.4 下部構造

基本方針はくい基礎であるが，そのうち場所打ちぐいとしてベノトぐい，打ち込みぐいとして鋼管ぐいの2種に限定した。

ベノトぐいとしたのは，軟弱地盤でのくっさくぐいとしては，ケーシングを最後まで用いるので，用いない工法よりコンクリートの強度に信頼がおけることがあげられる。なお，ベノトぐいの斜ぐいはまだ資料に乏しいので安全のため除外した。

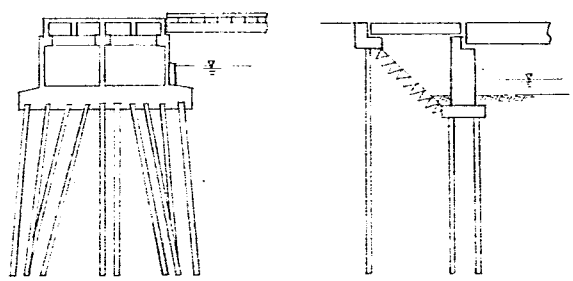
鋼管ぐいは，架設地点が海水の影響で腐食性の強い場所であることから，腐食が一面ですむ鋼管を有利と考えたことと，鋼管ぐいは引抜き力が大きい場合，内部にコンクリートを充填してこれに対抗させることを考慮したものである。

上記2種の使い分けは，橋軸方向に大きい水平力が作用する場合に斜めぐいを主体とした鋼管ぐい基礎を，割合小さい場合はベノトぐいを使用する。

なお，くっさくぐいにおいて，くっさく後く体の強度を確保するため，プレキャストPCぐいを押入する案も検討したが，経済的に問題があるので一応除外した。

橋台は，地震時の地盤のすべりを考慮し，図3.4aのような剛形式でなく，bの柔形式を用いることにした。これは埋立地とまた軟弱地盤上にあるので地震時のすべりはある程度やむを得ないと想定されるので，むしろ柔構造でそれをうけ，場合によってはその部分の破壊によって橋本体部には影響を小にするように考えたものである。他の理由は，剛形式より経済的と判断したからである。

図3.4



(a) 剛形式
[名四国道，港新橋の例]

(b) 柔形式

3.5 比較設計の対象案

上述の種々の条件を与えて比較設計の対象とすべき橋種形式案の選定をコンサルタントに業務委託したが，その結果，付録2.1に示す比較図を得た

この案については下記のメンバーにご種々検討の結果、案1案、第2案、第4案の3案にしぼることになった。

高知県土木部	吉沢都市建設課長
土木研究所	村上 所長
〃	多田 橋梁研究室長

第3案除外の理由は、第1案と第3案では、従来の統計資料から、概略工費程度では工費にあまり差異があらわれないであろうということが予測されたので、特長のある第1案で代表させることにしたものである。

第5案は上部構造が重く、到底他の案と比較できるような経済的な下部構造の設計の見込みがないためである。

なお、上記3案に加えて、ケタ高は高くなるが経済比較のため単純活荷重合成ゲタ橋および単純ポステンPCゲタ橋を比較案とすることにした。

側面図 1/500

毛松町

第1案

橋長 346 900

5 × 34 600 = 173 000

NO 5 + 15 820

NO 14 + 9 270

NO 23 + 2 720

縦断勾配 1/100 放物線

第2案

3 × 38 450 = 115 350

第3案

3 × 38 240 = 114 720

第4案

橋長 346 100

第5案

橋長 345 600

平面図 1/500

NO 5 + 15 820 (第1, 2, 3案)
NO 5 + 16 220 (第4案)

橋軸中央 NO 14 + 9 270

NO 23 + 2 720 (第1, 2, 3案)
NO 23 + 2 320 (第4案)

南吸江

横断面図 1/200

第1案

	第1案
構造形式	上部工 5径間連続合成プレートガーダー橋
	下部工 橋体 RCラーメン式 可動支承 RCラーメン式
	基礎 鋼管杭
橋長	346m 900
径間割	5 × 34m 600 2連
幅員	歩道 2 × 1m 500 車道 13m 000

第2案

	第2案
構造形式	上部工 3径間連続合成プレートガーダー橋
	下部工 橋体 RCラーメン式 可動支承 RCラーメン式
	基礎 鋼管杭 可動支承 ベント式
橋長	345m 900
径間割	3 × 38m 450 3連
幅員	歩道 2 × 1m 500 車道 13m 000

第3案

	第3案
構造形式	上部工 3径間連続PCゲルバー桁
	下部工 橋体 RCラーメン式 可動支承 RCラーメン式
	基礎 鋼管杭 鋼管杭 可動支承 ベント式
橋長	346m 900
径間割	3 × 38m 240 3連
幅員	歩道 2 × 1m 500 車道 13m 000

第4案

	第4案
構造形式	上部工 単純活荷重合成PCT桁橋
	下部工 橋体 RCラーメン式
	基礎 鋼管杭
橋長	346m 100
径間割	34m 000 10連
幅員	歩道 2 × 1m 500 車道 13m 000

第5案

	第5案
構造形式	上部工 単純PCT桁橋
	下部工 橋体 RCラーメン式
	基礎 鋼管杭
橋長	346m 600
径間割	33m 000 10連
幅員	歩道 2 × 1m 500 車道 13m 000

設計条件表

一般	橋名	新青柳橋
	所在地	高知市毛松町～高知市江
	路線名	一般地方道 R-3-6 高知安芸線
	橋格	一等橋 (TL-20)
	幅員	1.500(歩)+13.000(車)+1.500(歩) m
	橋長	345.682 m以上
	最小支間	30 m
	径間割	直橋
	建築限界	幅13.500 m 高4.500 m
	活荷重	TT-T 橋中央1m間に20t2台
	路面勾配	縦断 2% 放物線
		横断 車道2.5%, 歩道2.5%逆勾配
	公共溝	水道管3.0φ, 電話管
上部構造	構種形式	鋼桁 上路3主T桁橋
	使用材料	鋼 SM41(SM41W) SM50 H
		PC 桁
	床版	鋼 RC床版 65 mm厚
		PC RC床版
	舗装	鋼 アスファルト(車道4cm, 歩道3cm)
		PC アスファルト
	死荷重	鋼桁 1.1 kN/m² 鋼管杭
		PC 桁 1.1 kN/m²
	設計荷重	活荷重 TT-T荷重
	支点の移動量	固定 0.0 mm 可動
	温度変化	15 °C (標準)
下部構造	フーチング	配筋 SD30 D16 @200
	コンクリート	基礎 σck=240 kg/cm²
	鉄筋	基礎 SD30 D32 L=16.0 m
		躯体 SD30 D25 L=11.0 m
	支持地盤	支持地盤 N値 50 以上

(1) 標高は高知港工事用基準面を standard とする。

(2) PC の頂版高は ケタ底面から 床版底面までの高さとする。

新青柳橋基本計画

図名	概略設計比較図
予算名	昭和40年度 高知県委託 新青柳橋の設計指導
路線箇所	一般地方道 R-3-6 高知安芸線 高知市毛松町～高吸江
計画	照査
備考	整理 吉田 図査

建設省土木研究所

4. 概略比較設計

本章においては各案の設計の要点についてのべる。案1～3案は，付録2の業務委託報告書を資料としているので，詳細については同書を参照されたい。

つぎに各案の共通設計條件は概略設計比較図に示してある。

下部構造の設計は比較の基準を統一するためと作業の便のため，案1案におけるものを基本としている。

4.1 案1案

4.1.1 概要

(1) 上部構造

a). 上部構造は5径間連続×2連とすることにより，地震時におけるケタの橋軸方向の挙動を一体化させて，弱点を少なくした。このことにより，下部構造の転倒，A_K, P_5, A_M におけるケタの離脱でないかぎり落橋することはない。なお，これら支点での離脱までの余裕は $60^{cm}+25^{cm}=85^{cm}$ としているので，下部構造の計算変位量からみても，よほどの破損がないかぎり安全である。また，さらに安全のため，各支点には地震時の変位制限用ストッパーを付している。

b). ケタは非合成ケタである。これは本橋の地盤が軟弱であり，将来，圧密沈下による不等沈下が生じた場合，あるいは地震時の万一の震害の際の補修が容易であること，上記不等沈下の際の過応力に対し実際は合成ケタとして働くので余裕があること，施工管理が容易であること，などを考慮している。

また連続合成ケタ橋より鋼重は幾分重いが，製作・施工の複雑化による工費増加を考慮して総合比較すると必ずしも不経済とはいえず，上記諸因を考

慮すると十分合理的な形式といえよう。また、高強度鋼利用によるタワミ剛性低下を実質的に補っている。

c). 腹板高は 6/5 とし かつ高高として製作の簡易化による製作・架設の工費軽減を考えている。

これは HT 53/50, HT 50/60 の利用によって可能となったものである。これらの鋼種はすでに多く利用されており、製作時の溶接に注意すれば格別問題がない。

一方、スレンダーな外観によりケタ下空間が小さいために生ずる鈍重感を救っている。

d). 伸縮継手が3ヵ所のみであり、車両の走行性がよく、維持も容易である。

e). 各下部構造において支承1個であるから、最小の躯体幅で十分の余裕がとれる。また施工誤差の調整、ないしは、万一不等沈下を生じた場合のジャッキアップの際の作業や、支承据付け直しが容易である。

(2) 下部構造

a). 支承変位を少なくするため、および外観上の理由から、躯体はRCラーメン構造とするが、外見は中間を 15cm のRC壁でおおって一体構造にみせている。

b). 基礎構造は、可動支承は φ1000 ベノトぐい（直ぐい）、固定支承は φ812.8 鋼ぐい（直、斜ぐいの組ぐい）とした。これは、架設地点は海水の影響による腐食度が高いところであり、できればすべてをRC構造としたいのであるが、固定支承の強大な水平力をうけるためにはどうしても斜ぐいとの組ぐい構造が

必要である。しかし、現在のところベノトぐいの斜ぐいは十分な信頼性がなく、また軟弱層の圧密沈下に対しこは剛度が高いため過応力が生じやすく、それによるコンクリートのひびわれ、鉄筋の腐食が懸念されるので、斜ぐいについては十分実績のある鋼ぐいを使用することにした。

この際、直ぐいにベノトぐいをつかうことが考えられるが、施工時の機械の交換を考慮すると得策でなく、従って同一材種としたものである。

c) くいの軸方向許容支持力の算定の際の「I_J」の計算にあたっては、ベノトぐいは呼称径の全断面を有効とし、鋼ぐいは腐食代 2mm を減じた有効断面で計算している。

4.1.2 設計

(1) 上部構造

a) 計算方法

荷重分配は格子ゲタと考えて Homberg の表によった。断面力の算定には、等断面として Anger の数表を用いた。なお変断面による照査は電子計算機を用いて行なっている。この結果、誤差は最大5%程度であった。

b) 主ゲタ断面

ウェブ高は 1,400 mm, フランジ幅は 上フランジ 450 mm, 下フランジ 440 mm の一定とし、鋼種と厚さを変化させている。支承上などで、一枚で不足の場合は、38 mm をこえるものは カバープレートを使用した。

c) 支承上 横ゲタ

ジャッキアップする場合のことを考えて設計している。

d). 活荷重によるタワミ

1/512～1/603 であり，タワミ剛度は一般にくらべて低い。

e). 鋼重

単位橋面積あたり 134 kg/m² で，単純活荷重合成ゲタ橋標準設計と比較すると，支間30m程度に相当する。

(2) 下部構造

a). 計算仮定

計算仮定は 図4.2 のとおりである。

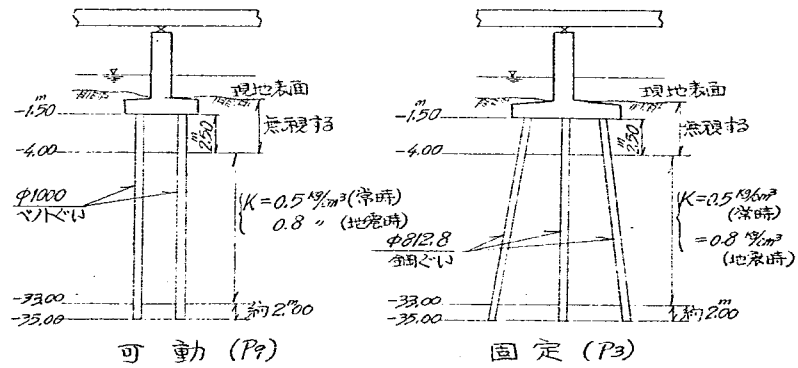


図4.2 下部構造計算仮定
(条件の悪いもの)

くい断面および諸定数は表4.1のとおりである。鋼ぐいはサビシロとして2mmを見込んだ。また計算の便のため 12.7mm厚のところを平均厚として用いた。

表4.1 くい断面，諸定数

	施工(使用)断面	計算断面	E (kg/cm²)	I (cm⁴)	Kr (t/cm)
φ1000 ベトぐい	φ1.000	φ1.000	2.1×10^5	4.91×10^{12}	130
φ812.8 鋼管ぐい	φ812.8× 9.5, 12.7, 16	φ808.8× 7.5. 10.7. 14	2.1×10^6	2.14×10^{5} *	100

* φ808.8×10.7

b). くい1本の許容支持力と変位

表4.2 くい1本の許容支持力と変位

		軸方向力 引抜き力 P_{Pa} (t) 1)	軸方向力 P_{Pa} (t)	軸直角方向力 P_{HA} (t) くい頭部	軸直角方向力 P_{HA} (t) 地中部	くい頭水平方向変位 δ (cm)
ベノトぐい	常時	140	42	27	14 2)	1.7
	地震時	210	42	40	21	2.7
鋼管ぐい	常時	115	42	18 3)	12 4)	1.8
	地震時	172	42	27	18	2.7

1) くい頭において。P_{Pa}はくいの自重を差引いてある。 2) 32×20 3). φ812.8×16 4) φ812.8×12.7
5) P_{HA}に対するもの.

くいの許容支持力は表4.2のとおりである。P_{Pa}は地盤支持力から,引抜き力は自重より,P_{HA}はくい本体の強度より求めた値である。δはP_{HA}に対するものである。これらは五台山橋における値に比べてと十分安全といえよう。

ベノトP_{Pa}の照査として,「道路橋下部構造設計指針(案)」3.4.4の仮想ケーソン基礎との比較をすると,$\frac{150\text{t} \times 8\text{本}}{3.5\text{m} \times 10\text{m}} = 34\ \text{t/m}^2$となり,支持地盤のN値からみて十分安全である。

c). くいの配置

くい配置は図4.3のごとくである。橋軸直角方向には斜ぐいを用いていない。

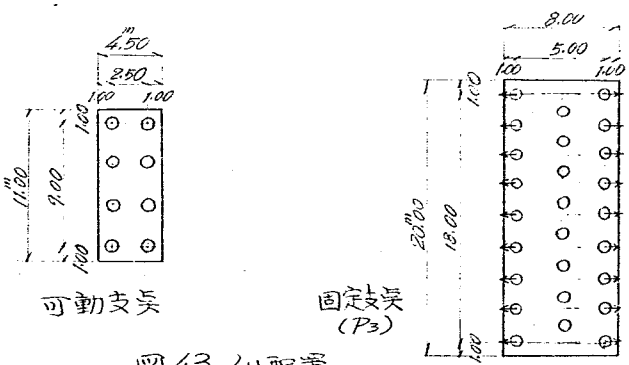


図4.3 くい配置

d). 耐震性に対する検討

すでに計画条件のところでのべたとおり，設計水平震度を0.2としたが，念のため $\alpha_V = \pm 0.15$，$\alpha_H = 0.3$ および新潟地震の際にみられた土の液状化による水平支持力の低下を考慮して，−10.00 まで K値 = 0 とし，くいの突出長を 8.m50 とした場合を検討してみると，表4.3のとおりとなる。各くい反力の計算の詳細は 付録4 参照。

(i) $\alpha_H = 0.3$, $\alpha_V = \pm 0.15$ の場合　　表4.3

	最大鉛直くい反力 (t/本)	最大水平力 (t/本)	最大くい頭水平変位 (cm)	くい本体の応力度 (kg/cm^2)
A_{WF}	130	−27	1.7	$\sigma_c < 100\ kg/cm^2$
P_4	193	−30	1.9	$\sigma_c < 100$
P_3	142	−21		$\sigma_s < 1.950$
A_{MF}	115	−26	1.7	$\sigma_c < 100$

(ii) $\alpha_H = 0.2$, $h = 8.^m50$ の場合

	最大鉛直くい反力 (t/本)	最大水平力 (t/本)	最大くい頭水平変位 (cm)	くい本体の応力度 (kg/cm^2)
A_{WF}	118	−18	4.5	$\sigma_c < 100\ kg/cm^2$
P_4	159	−20	5.0	$\sigma_c < 100$
P_3	107	−14	7.5	$\sigma_s < 1.950$
A_{MF}	111	−17	4.3	$\sigma_c < 100$

(ii)において，くい頭最大変位は大きいが地表面変位は1/2以下になるのと，P_3 が変位が少いので，橋梁全体としては十分と考える。

4.2 第2案

この案は、図4.1に示すように第1案よりスパン数を少くしたものである。連続ゲタを3組にした以外は第1案と基本的に差異はない。たゞ橋軸直角方向には、第1案のように全長にわたり連続性はない。

スパン長増加のため腹板高が大きくなっている。

4.3 第3案

スパン割と連続ゲタ3組である点は第2案と等しいが、上部構造の重量は約2倍になっている。基礎地盤が軟弱なので、ステージングを使用せず、BBRV工法でポステンゲタをまず単純ゲタで架設し橋脚上で、カップリングでPC鋼材を連結し第二次緊張を行なって連続ゲタとする方法である。下部構造は、他に比し大きいものとなっている。

4.4 第4案

活荷重標準設計より内押法にて諸元、鋼重、等を求めている。第1案と同一スパン数であるが腹板高は、180cmと40cm程高い。橋脚に対する上部構造からの反力は、第1案とほゞ等しい。橋軸方向にも相当水平力が生ずるのと単純ゲタのため、耐震性を考慮して鋼ぐの直斜の組ぐいとした。たゞ橋軸直角方向には、第1案と外力はほゞ等しいが、第1案Pと比べて1/2以下のくい本数なので第1案Pより変位は大きいものと考えなければならず、一方単純ゲタのため橋軸直角方向については、2案、3案よりさらに連続性がないことは明らかである。落橋防止については、各支点のところで配慮が必要となる。

4.5　第5案

オリエンタル スタンダードより内挿により諸元をきめた。
もっとも一般的なフレシネー工法によるものであるが他の工法(例えばMDC工法)でも差支えない。　重量が第4案の約2倍となるので3案と同様下部構造が大きくなっている。

5. 概略設計の比較と結論

まず経済性からみると　4篇表7.1にみるように4案が一番工費は低い。しかし1案，2案との差は前者が約4%，後者が5%弱である。しかしこれは，1案，2案のくいの主体が場所打ぐいであり，後者が鋼ぐいであるので，単価のとり方によってその差は逆になることもありうる。すなわちベントぐいの単価の50%を占める損料に変動要素がある。したがってこの程度の差であれば工事費積算の誤差の範囲といえよう。

3案，5案は，はるかにコスト高になっているが，これは下部構造のくい配置と本数に問題があるにせよ，上部構造のコスト低廉のみではカバーしきれないものがあることは明らかである。

つぎに耐震性の面からみてみよう。これは4章において述べたごとく1案，2案，4案の順であろう。しかし圧密沈下が不同であった場合に構造物に与える応力的影響は4案がもっとも少い。だが走行性を考えるとジャッキアップの必要があるからこの点を考慮に入れるとほぼ似た条件となる。

第3に走行性をみると伸縮継手の少い1案がもっともよい。

第4に外観からみればすでにのべたように橋下空間が狭いので桁高はできるだけ低い方が希ましいがこの点では1案がもっとも低い。

以上を総括するとまず鋼橋系が適当であり中でも ノ案が
もっとも適当と考えられるのでこれを 基本計画案として
採用することにする。

6. 実施設計ならびに施工に対する注意。

この報告書は基本設計に対するものであるので詳細な点に
ついてふれていないが、実施設計および施工の際注意を
払うべき主なものをあげるとつぎのとおりである。

6.1 下部構造

(1) 横方向地盤係数 K値の確認。

概略設計に用いたK値は N値よりの推定である。
一方この値の影響は大きいので調査が必要である。
この際くい径が影響することに留意すべきである。

(2) ベノトぐい。

支持地盤が土質調査の結果と合致しているか確認すること。
くっさく後コンクリートの打込みは十分底の土屑をさらって
中の水がきれいになったのをたしかめてから慎重に行うべき
である。この確認は必ず行なわなければならない。
このためには くいの載荷試験も考えられる。水平支持力を
確認するため K値の試験もかねての水平載荷試験が
のぞましい。

鉄筋の圧接は 有資格者を用い慎重に行なうこと。
ベノト機の操作, コンクリート打込みは あらかじめ、経厂
をたしかめ習熟者を指定すべきである。

(3) 鋼ぐい

打込み試験によってくい打機の能力の検討，支持力の確認，現場溶接の施工性試験（溶接部は抜取って試験する。）等を行なうのがのぞましい。

6.2 上部構造

(1) 設計

カバープレートを使用したところは，鋼材発注の段階で厚板の入手，製作が十分安全にできることが明らかとなったときは，一枚板に変更することが考えられる。

床上の架違い部の支承，横荷重の伝達方法の詳細設計は基本方針を十分かん要の上行なわれたい。

(2) 施工

床版打設には各段階に応じた計算を行なっておく必要がある。

側面からみた橋のキャンバーの確保は，ケタの下フランジの反りに注意すべきことは勿論であるが，上フランジ側は，地覆部を最後に，コンクリート打ちすることによって整正するのがもっとも容易である。

(3) 鋼材

使用鋼材は，現在示方書では特認事項となっている鋼種である。まだ生産量も少なく慎重な取扱いが必要である。たゞ，本橋実施の頃には相当の実績が集積されているものと思われるが，当方との十分な連絡が希ましい。

2篇　概略設計

1. 概要

この篇で行なう設計は1篇でのべた第1案に対するもので，付録2をもとに検討を加えたものである．比較設計の対象とした他案は，付録2を主体とし，一部修正を加えた固定橋脚に関するものと，付録2にない4案，5案とについて，最後の章で一括してふれている．したがって他章はすべて第1案に関するものである．

1.1 設計諸元

1篇・表1.1参照．

1.2 設計條件

1.2.1 上部構造

表2.1

項　　目	設　計　條　件
1. 荷　重	
1.1 活荷重	床版，床組：車道 T-20，歩道 500 kg/m²
	主ゲタ：車道 L-20，歩道 350 kg/m²
1.2 衝　撃	$i = \frac{20}{50+l}$
1.3 地震の影響	$K_H = 0.2$，$K_V = \pm 0.1$
2. 材　料	
2.1 舗　装	アスファルト舗装，平均 50mm 厚
2.2 床　版	RC床版，コンクリート：$\sigma_D = 240$ kg/cm²，鉄筋：SD-30
2.3 高　欄	SS41 鋼材。　80 kg/m
2.4 主ゲタ	SS41，SM41A，HT36/50，HT50/60
2.5 対傾構	SS41
横ゲタ	
横　桁	

2.6 支　承	可動支承―上沓,下沓：SC55. ローラーピン：SF55 固定支承―上沓,下沓：SC55 アンカーボルト―SS41
3 計　算	
3.1 床　版	鋼道路橋設計示方書による.
3.2 主ゲタ	(1) 荷重分配 格子ゲタ. Homberg の表を用いる。 (2) 断面力 Anger の表から等断面として算出 (3) 断面設計 上記より設計 (4) 変断面の影響の照査 電子計算機による。
3.3 対傾構	(1) 対傾構は荷重分配に寄与する (2) 上下弦材が曲げモーメントを、斜材がセン断力を受けもつものとする。剛比は主ゲタ間隔を支間とする片持トラスト考えて、やの字形に等しい接点横ゲタを用いて算定する.
3.4 橋脚上横ゲタ	(1) ジャッキアップのできる断面とする.
3.5 横　構	(1) 上横構は床版が受けもつ (2) 上下横構の荷重分担率はおのおの 1/2 とする.

1.2.2 下部構造

表 2.2

項　目	設　計　条　件
1. 荷　重	
1.1 上部構造からの荷重	常　時　D.L + L.L + I (衝撃) 地震時　D.L + EQ (地震の影響)
1.2 地震の影響	$K_H = 0.2$.　$K_V = \pm 0.1$
1.3 浮　力	最大 +1.80 (H.W.L). 最小 ±0 (L.W.L)

2. 材　料

	床版部	躯　体	フーチング	くい
2.1 橋　台	RC	RC	RC	ベノトぐい
2.2 橋　脚				
2.2.1 可　動		RC	RC	ベノトぐい
2.2.2 固　定		RC	RC	鋼管ぐい

注）コンクリート：$\sigma_{28} \geq 240\ kg/cm^2$（ベノト：$210\ kg/cm^2$）
　　鉄　筋：SD30

3 計　算

3.1 鉛直方向支持地盤の選定	$-30^m \sim -35^m$ のシルト混り砂礫層
3.2 水平方向支持地盤の選定	-4^m 以下の層
3.3 躯　体	(1) 橋台および可動橋脚は中空RCラーメンとする。 (2) 固定橋脚はRC版式とする。
3.4 くい	
3.4.1 有効断面	(1) ベノトぐい：変形計算には全断面有効 抵抗曲げモーメントには通常のRCの計算。 (2) 鋼ぐい：錆代 2^{mm} を公称断面より差引いて計算。
3.4.2 許容支持力	Terzaghi と Myerhoff の式から算定。

2. 上部構造

設計々算は，付録 2.2，p.43～p.120 参照。

床版は，付録の設計をつぎのとおりにかえる。

車道床版

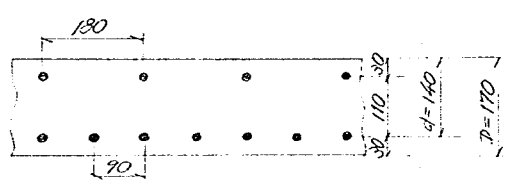


図2.1

原設計(付録2.2. p43)の SD-30のかわりに SD24 ($\sigma_{sa}=1.400\ kg/cm^2$)を用いる。また、配筋は 図2.1のようにする。

その場合の実応力度を複鉄筋として計算するとつぎのようである。

$$M = 340.000\ kg\text{-}m$$

$$A_s = 22.1\ cm^2$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{22.1}{100\times14} = 0.0158. \qquad p' = \frac{p}{2} = 0.0079$$

$$(p+p') = 0.0237. \quad (p+p')^2 = 0.000562$$

$$k = -n(p+p') + \sqrt{n^2(p+p')^2 + 2n\left(p+p'\frac{d'}{d}\right)}$$

$$= -15\times0.0237 + \sqrt{225\times0.000562 + 2\times15\left(0.0158+0.0079\frac{3}{14}\right)} = 0.452$$

$$j = \frac{k^2\left(1-\frac{k}{3}\right)+2np'\left(k-\frac{d'}{d}\right)\left(1-\frac{d'}{d}\right)}{k^2+2np'\left(k-\frac{d'}{d}\right)}$$

$$= \frac{(0.204\times0.849)+(0.237\times0.238\times0.786)}{0.204+(0.237\times0.238)} = 0.835$$

$$\sigma_c = \frac{k}{pn(1-k)j}\cdot\frac{M}{bd^2} = \frac{0.452}{15\times0.0158(1-0.452)\times0.835}\cdot\frac{340.000}{100\times14^2}$$

$$= 73\ kg/cm^2 < 80\ kg/cm^2, \qquad O.K.$$

$$\sigma_s = \frac{M}{pjbd^2} = \frac{340.000}{0.0158\times0.835\times100\times14^2} = 1.320\ kg/cm^2 < 1.400\ kg/cm^2, \ O.K.$$

$$\sigma_s' = n\sigma_c\frac{k-d'/d}{k} = 15\times73\cdot\frac{0.452-0.214}{0.452} = 580\ kg/cm^2 < 1.400\ kg/cm^2, \ O.K.$$

故に、SD24を用いて十分である。

3. 下部構造

3.1 設計仮定

基本構造寸法は 図面 4/8, 7/8, 8/8 参照。

設計々算の主要な仮定はつぎのとおりである(図3.1).

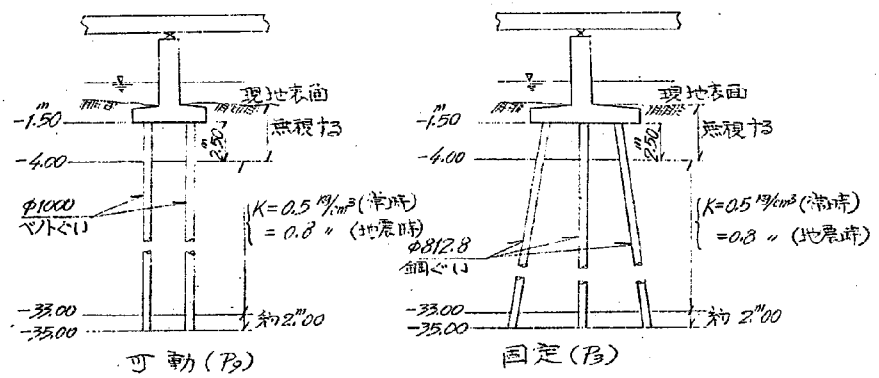
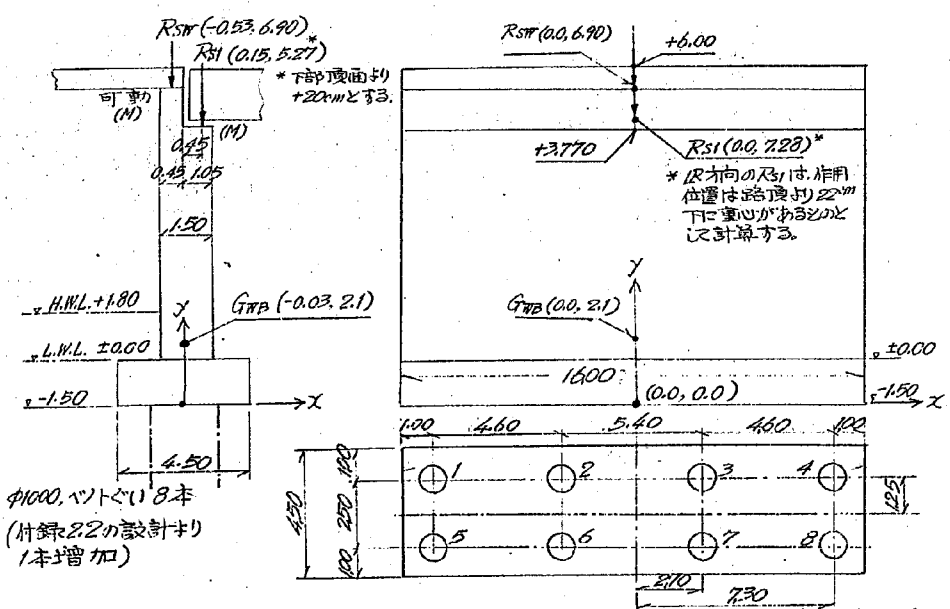


図3.1

3.2 くい群に作用する外力の総括

3.2.1 AWF

図3.2



(1) 上部構造からの反力

(a) S1F

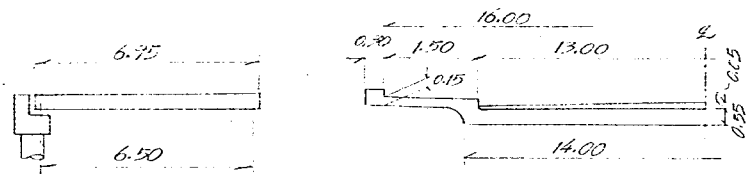


図3.3

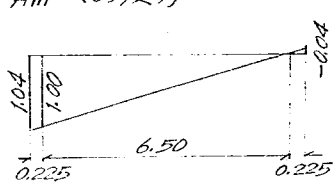
(i) 死荷重

舗装		2.3×0.05×13.00	= 1.5 t/m
床版	車道部	2.5×0.55×14.00	= 19.70 〃
	歩道部	2.5×0.15×1.80×2	= 1.35 〃
その他			0.75 〃
計			23.30 t/m

(ii) 活荷重

線荷重(P)	S1の方で考慮するので除く	
等分布荷重(p)	0.35×13.00	= 4.55 t/m
歩道部荷重(q)	0.35×3.00	= 1.05 〃
衝撃	$[i=\frac{7}{20+\ell}=\frac{7}{26.5}=0.264]$	
(Pi)	4.55×0.264	= 1.20 〃
計		6.80 t/m

(iii) A1Fへの反力



$A_D = 3.43$
$A_L = 3.50$

常時 $D.L. = 23.3 \times 3.43 = 80^t$
$L.L. = 6.8 \times 3.5 = 24^t$

地震時 $R_{S1F} = 80^t$
$H_{S1F} = 16^t$

(b) S1

これは、付録22, P.115参照.

(2) 船体およびフーチングの荷重の大きさと作用位置

(a) WB

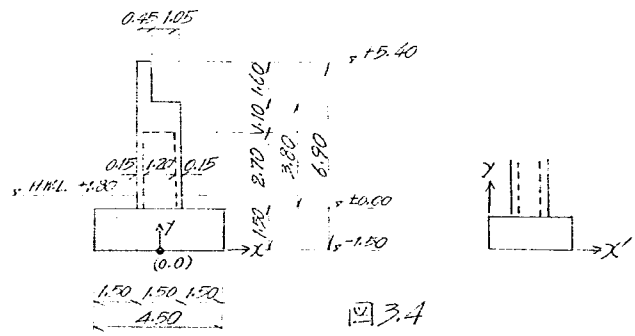


図3.4

	重量 (W)	X'	Y	$M_{X'}$	M_Y
1	1.60×0.45×16.6×2.5 = 29.9	1.725	6.10	51.6	182.4
2	3.80×1.5×16.6×2.5 = 236.5	2.25	3.40	532.0	804.0
3	−1.2×2.70×11.8×2.5 = −95.5	2.25	2.85	−215.0	−272.0
4	1.5×4.5×16.6×2.5 = 280.1	2.25	0.75	630.2	210.1
計	451.0			998.8	924.5

$X' = \frac{M_{X'}}{W} = 2.22m.$ $\qquad Y = \frac{M_Y}{W} = 2.05m$

$x = 2.22 - 2.25 = -0.03m$

(b) 浮力 (B_{WB})

Max. $B_{WB} = (4.5\times1.5 + 1.5\times1.8)\times16.6\times1.03 = 162^t$ (H.W.Lの場合)

Min. $B_{WB} = (4.5\times1.5)\times16.6\times1.03 = 115^t$ (L.W.Lの場合)

(3) A_{WF} 総括

(p.35)

(a) 荷重の大きさと作用位置

表3.1

行	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
載荷時	主桁	方向	上部からの反力 R_{SW}						R_{SI}				躯体およびフーチング				
列			D.L	L.L	$\Sigma(t)$	x	y	D.L	L.L	$\Sigma(t)$	$x_{(m)}$	$y_{(m)}$	W_B	B_{WB}	$B_{WB}-B_{(t)}$	$x_{(m)}$	$y_{(m)}$
1	常時	//el.	50	54	104	-0.53	6.90	178	139	317	0.15	5.27	451	115	336	-0.03	2.1
2		⊥R	50	54	104	0.0	6.90	178	139	317	0.0	7.28	451	115	336	0.0	2.1
3	地震時	//el.	-Kv 72	—	72	-0.53	6.90	160.2	—	160.2	0.15	5.27	406	162	244	-0.03	2.1
4			+Kv 88	—	88	-0.53	6.90	195.8	—	195.8	0.15	5.27	496	115	381	-0.03	2.1
5		⊥R	-Kv 72	—	72	0.0	6.90	160.2	—	160.2	0.0	7.28	406	162	244	0.0	2.1
6			+Kv 88	—	88	0.0	6.90	195.8	—	195.8	0.0	7.28	496	115	381	0.0	2.1

[記号] //el：橋軸方向
⊥R：橋軸直角方向
R_{SW}：A_WのS_Wからの反力 (t)
R_{SI}：連続ゲタからの反力 (t)
D.L：死荷重 (t)
L.L：活荷重 (t)
x, y：原点からの作用力・作用位置の座標 (m)
W_B：躯体およびフーチングの死荷重 (t)
B_{WB}(or B)：W_Bのうける浮力 (t)
max B_{WB}：H.W.Lまでとする。地震時：-Kv
min B_{WB}：L.W.Lまでとする。地震時：+Kv

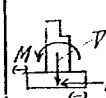
[欄の説明]
(1.8), (1.9)：付録2.2, p.115

(b) 作用外力

表3.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
		V (t)						H (t)				M (t-m)				合力の作用位置
		R_{SW}	R_{SI}	W_B	B	W_B-B	V	R_{SW}	R_{SI}	W_B	H	R_{SW}	R_{SI}	W_B-B	M	$e=\frac{\Sigma M}{\Sigma V}$ (m)
1 常時	//el	104	317	451	115	336	757	-26	+16	—	-10	-235	132	-10	-113	-0.15
2	⊥R	104	317	451	115	336	757	—	—	—	0	0	0	0	0	0.0
3 地震時	//el -Kv	72	160.2	406	162	244	476	-20	-9	-90	-119	-176	-23	-197	-396	-0.83
4	+Kv	88	195.8	496	115	381	664	-20	-9	-90	-119	-185	-18	-200	-403	-0.61
5	⊥R -Kv	72	160.2	406	162	244	476	-16	-35.6	-90	-142	-110	-260	-189	-559	-1.18
6	+Kv	88	195.8	496	115	381	664	-16	-35.6	-90	-142	-110	-260	-189	-559	-0.84

[記号] $V_{R_{SW}}$：R_{SW}による鉛直力 (t)
以下同様。



$M_{R_{SI}}$：R_{SI}によるモーメントの総和 (t)
$= V_{R_{SI}} \cdot x - H_{R_{SI}} \cdot y$ (以下同様)

[欄の説明]
(1.9)：$V_{R_{SW}} \times 0.25$ (0.25：支承の摩擦係数)
(1.10)：$V_{R_{SI}} \times 0.05$
(3.9)：表3.1 (1.3) × 0.25
(5.9)：表3.1 (1.3) × 0.2

注) (1.9), (1.10)：RCスラブ橋と鋼ゲタの両者がそれぞれ収縮する側に作用する場合をさそこいう。

3.2.2 可動橋脚

起伏体のもっとも高い P_4 について行なう。

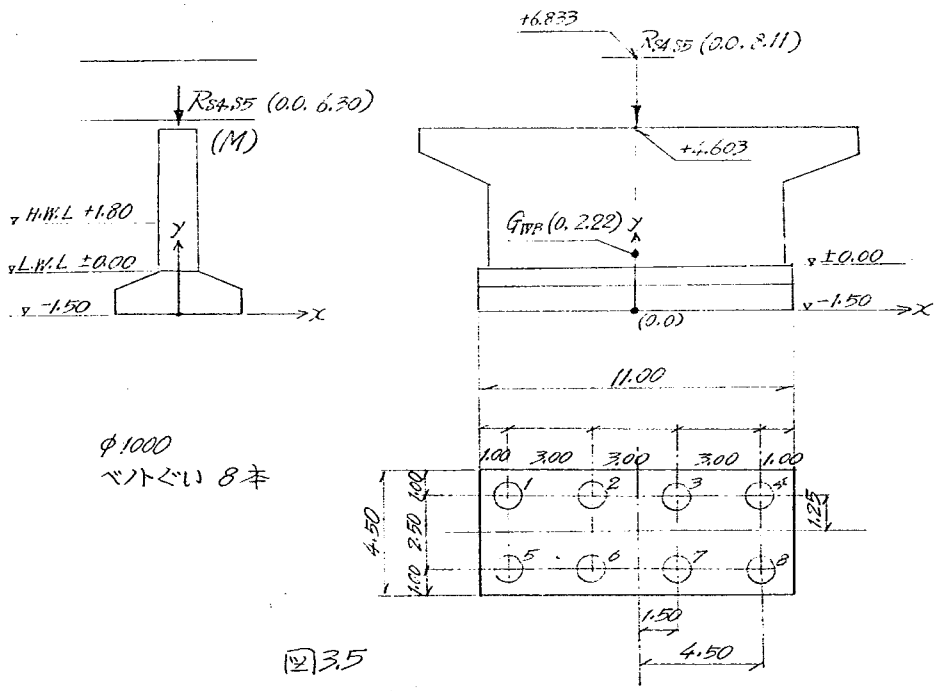


図3.5

(1) 上部構造からの反力および下部構造の荷重

付録 2.2, p.116, p.143 参照。

(2) P_4 総括

(a) 荷重の大きさと作用位置

(表3.3 …… p.37)

表3.3

列	載荷時	注目方向		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
				上部からの反力 ($R_{S4.5}$)					躯体およびフーチング						
				D.L	L.L	Σ	x	y	W_B	B_{WB}	W_B-B	x	y
1	常時	ℓℓ		509	270	779	0	6.30	289	72	217	0	2.22
2		ℓℓ		509	270	779	0	8.11	289	72	217	0	2.22
3	地震時	ℓℓ	-Ky	458	—	458	0	6.30	260	94	166	0	2.22
4		ℓℓ	+Ky	556	—	556	0	6.30	318	72	246	0	2.22
5		ℓℓ	-Ky	458	—	458	0	8.11	260	94	166	0	2.22
6		ℓℓ	+Ky	556	—	556	0	8.11	318	72	246	0	2.22

(1.9)：L.W.L. ±0.00 までの値力（付録22. p.143）

(3.9)：H.W.L. +1.80 までの値力（付録22. p.141. p.143）

(b) 作用外力

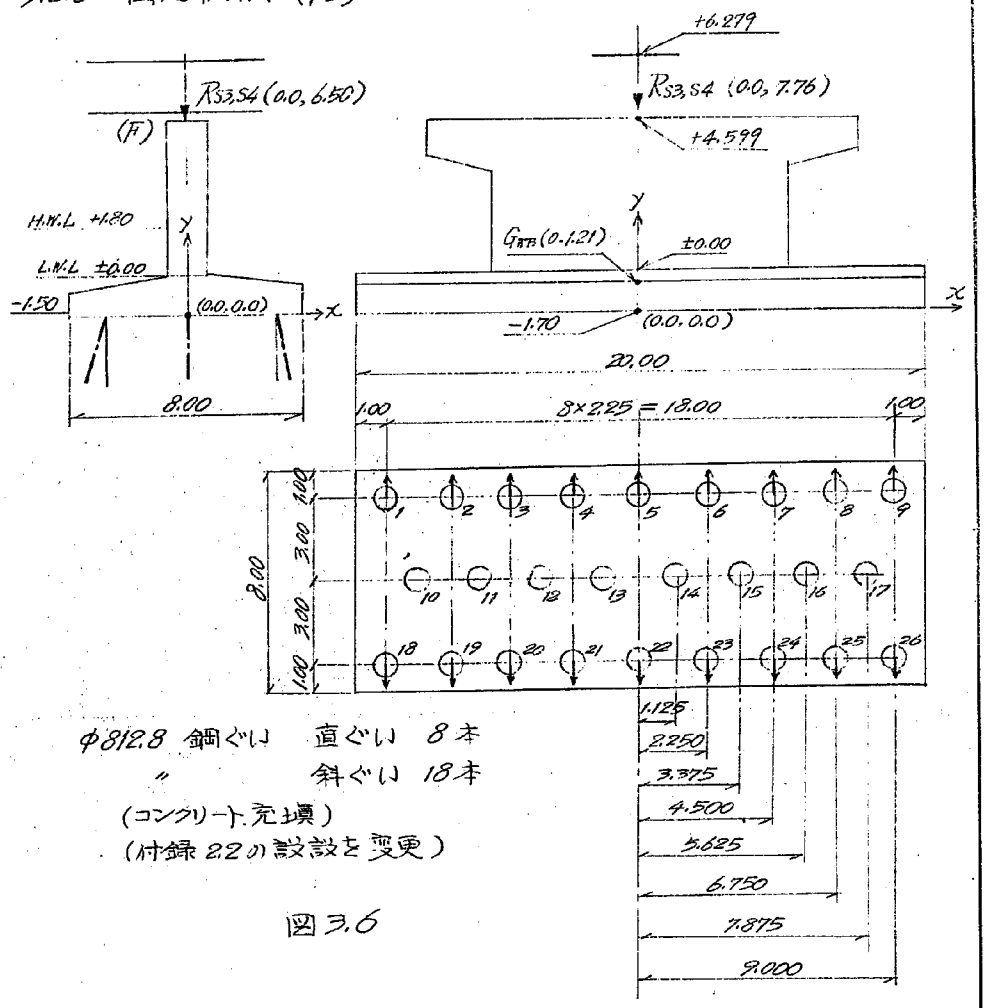
表3.4

			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
					V (t)					H (t)			M (t-m)			合力の作用位置 $e=\frac{\Sigma M}{\Sigma V}$ (m)
					$R_{S4.5}$	W_B	B	W_B-B	V	$R_{S4.5}$	W_B	H	R_S	W_B-B	M	
1	常時	ℓℓ			779	289	72	217	996	-39	—	-39	-245	0	-245	-0.25
2	常時	ℓℓ			779	289	72	217	996	—	—	0	0	0	0	0.0
3	地震時	ℓℓ	-Ky		458	260	94	166	624	-25	-58	-83	-157	-129	-286	-0.46
4	地震時	ℓℓ	+Ky		556	318	72	246	802	-25	-58	-83	-157	-129	-286	-0.36
5	地震時	ℓℓ	-Ky		458	260	94	166	624	-102	-58	-160	-830	-129	-959	-1.54
6	地震時	ℓℓ	+Ky		556	318	72	246	802	-102	-58	-160	-830	-129	-959	-1.20

(1.8)：表3.3 (1.5)×0.05

(3.8)：表3.3 (1.3)×0.05

3.2.3 固定橋脚 (P_3)



φ812.8 鋼ぐい　直ぐい　8本
〃　　斜ぐい　18本
(コンクリート充填)
(付録 2.2 の設設を変更)

図 3.6

(1) 上部構造からの反力
付録 2.2, P.117 参照。

(2) 躯体およびフーチングの荷重の大きさと作用位置

	W (t)	x'	y	Mx'	My
1	$1.2\times17.5\times0.5\times2.5=26$	0	6.05	0	157
2	$1.2\times\frac{1}{2}(10.4+17.5)\times1.5\times2.5=63$	0	5.10	0	322
3	$1.2\times10.4\times2.6\times2.5=81$	0	3.00	0	243
4	$\frac{1}{2}(1.6+8.0)\times20.0\times0.5\times2.5=120$	0	1.38	0	165
5	$8.0\times20.0\times1.2\times2.5=480$	0	0.60	0	288
計	770				1175

$$y=\frac{M_y}{W}=1.53$$

浮力

$$Max.B_{WB}=(8.0\times20.0\times1.2+\frac{1}{2}(1.6+8.0)\times20\times0.5+1.2\times1.3\times10.4)\times1.03$$
$$=(192+46+22.4)\times1.03=268\ t$$
$$Min.B_{WB}=246\ t$$

(3) P_3 総括

(a) 荷重の大きさと作用位置

表3.5

行	1	2		3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
列	載荷時	注目方向		上部構造からの荷重 (R534)					躯体およびフーチング				
				D.L	L.L	Σ	x	y	W_B	B_{WB}	W_B-B	x	y
1	常時	ℓ		438	261	699	0	6.50	770	246	524	0	1.53
2		B		438	261	699	0	7.76	770	246	524	0	1.53
3	地震時	ℓ	$-K_T$	394	—	394	0	6.50	693	296	397	0	1.53
4			$+K_T$	482	—	482	0	6.50	847	246	601	0	1.53
5		B	$-K_T$	394	—	394	0	7.76	693	296	397	0	1.53
6			$+K_T$	482	—	482	0	7.76	847	246	601	0	1.53

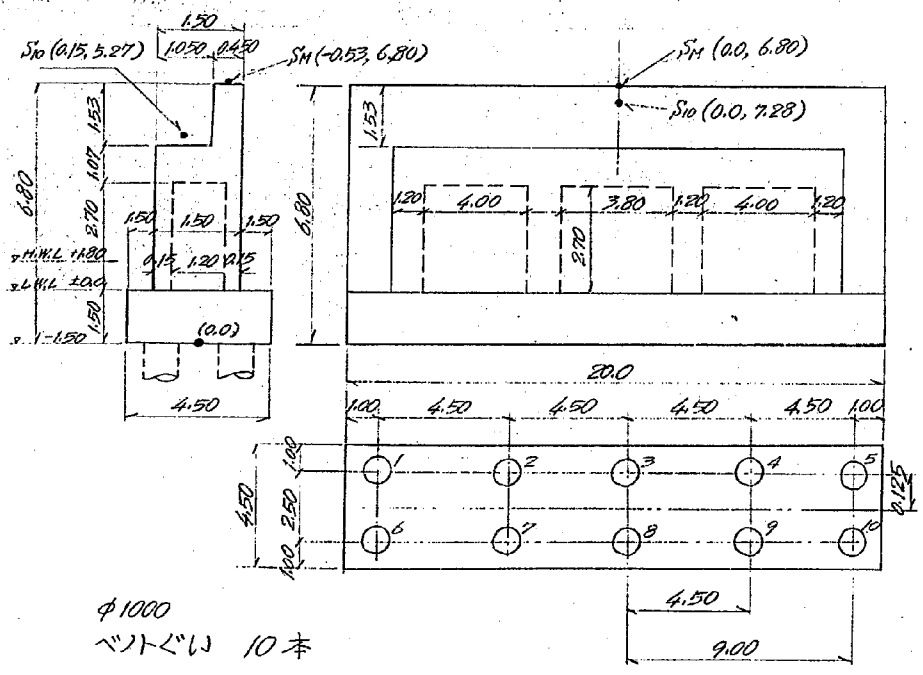
(b) 作用外力

表3.6

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
			V (t)					H (t)			M (t·m)			$e=\frac{\Sigma M}{\Sigma V}$ (m)
			R_{S34}	W_B	B	W_B-B	T	R_{S34}	W_B	H	R_{S34}	W_B-B	M	
1	常時	lle	699	770	246	524	1223	—	—	0	0	0	0	0.0
2		lR	699	770	246	524	1223	—	—	0	0	0	0	0.0
3	地震時	lle -Kv	394	693	296	397	791	-450	-154	-604	-2.930	-246	-3.176	-4.07
4		lle +Kv	432	847	246	601	1083	-450	-154	-604	-2.930	-246	-3.176	-2.97
5		lR -Kv	314	693	296	397	791	-88	-154	-242	-683	-246	-929	-1.19
6		lR +Kv	432	847	246	601	1083	-88	-154	-242	-683	-246	-929	-0.87

(3,8)：付録 2.2, p.117.

3.2.4 AMF



φ1000
ベントぐい 10本

図3.7

(1) 上部構造からの反力

(a) S_M

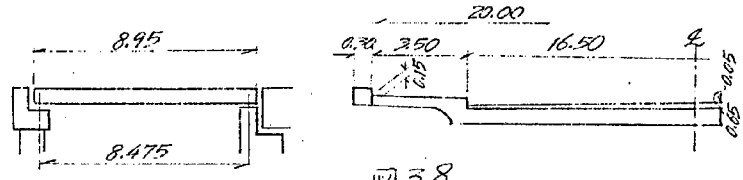


図3.8

(i) 死荷重

舗装		2.3×0.05×16.50	= 1.9 t/m
床版	車道部	2.5×0.65×16.50	= 26.8 〃
	歩道部	2.5×0.15×3.50	= 1.3 〃
その他			0.5 〃
計			30.5 t/m

(ii) 活荷重

線荷重 (P)　S_{10} の方で考慮するので除く.

等分布荷重 (p)　0.35×16.50　= 5.78 t/m

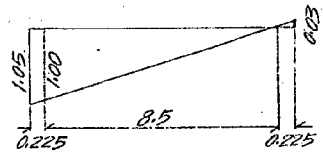
歩道部荷重 (p')　0.35×3.50　= 1.23 〃

衝撃　$[i = \frac{7}{20+L} = \frac{7}{28.5} = 0.246]$

(Pi)　5.78×0.246　= 1.42 〃

計	8.4 t/m

(iii) A_{MF} への反力



$A_D = 4.6$

$A_L = 4.6$

常時　$D.L = 30.5 \times 4.6 = 140^t$

$L.L = 8.4 \times 4.6 = 39^t$

地震時　$R_{SM} = 140^t$

$H_{SM-LR} = 140 \times 0.2 = 28^t$

$H_{SM-Hel} = 140 \times 0.25 = 35^t$

(b) S_{10} からの反力

これは, 付録2.2, p.116 参照。

(2) 躯体およびフーチングの荷重の大きさと作用位置

	重量 (W) (t)	x'	y	Mx'	My
1	1.53×0.45×16.6×2.5 = 28.5	1.725	6.035	49	172
2	3.77×1.5×16.6×2.5 = 234.5	2.25	3.385	528	794
3	-1.2×2.7×11.8×2.5 = -95.5	2.25	2.85	-215	-272
4	1.5×4.5×20.0×2.5 = 337.5	2.25	0.75	759	253
計	505.0			1121	947

$$x' = \frac{Mx'}{W} = 2.22\text{m}. \qquad y = \frac{My}{W} = 1.88\text{m}$$

$$x = 2.22 - 2.25 = -0.03\text{m}$$

浮力 (B_{WB})

$$\text{Max. } B_{WB} = (4.5\times1.5\times20 + 1.5\times1.8\times16.6)\times1.03 = 185^{t} \quad (H.W.L)$$

$$\text{Min. } B_{WB} = (4.5\times1.5)\times20.0\times1.03 = 139^{t} \quad (L.W.L)$$

(3) AHF 総括

(a) 荷重の大きさと作用位置

表3.7

列	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
			上部からの荷重										躯体およびフーチング				
			R_{SM}					R_{S10}									
	方向		D.L	L.L	Σ	x	y	D.L	L.L	Σ	x	y	W_B	B_{WB}	W_B-B	x	y
1	常時	//el	140	39	179	-0.53	6.80	178	139	317	0.15	5.27	505	139	366	-0.03	1.9
2		⊥	140	39	179	0	6.80	178	139	317	0	7.28	505	139	366	0	1.9
3	地震時	//el -Kr	126	—	126	-0.53	6.80	160	—	160	0.15	5.27	455	185	270	-0.03	1.9
4		//el +Kr	154	—	154	-0.53	6.80	196	—	196	0.15	5.27	556	139	417	-0.03	1.9
5		⊥ -Kr	126	—	126	0	6.80	160	—	160	0	7.28	455	185	270	0	1.9
6		⊥ +Kr	154	—	154	0	6.80	196	—	196	0	7.28	556	139	417	0	1.9

(b) 作用外力

表3.8

列	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
			V (t)						H (t)				M (t-m)				$e=\frac{\Sigma M}{\Sigma V}$ (m)
	方向		R_{SM}	R_{S10}	W_B	B	W_B-B	V	R_{SM}	R_{S10}	W_B	H	R_{SM}	R_{S10}	W_B-B	M	
1	常時	//el	179	317	505	139	366	862	-45	+16	—	-29	-401	+132	-11	-280	-0.32
2		⊥	179	317	505	139	366	862	—	—	—	0	0	0	0	0	0.0
3	地震時	//el -Kr	126	160	455	185	270	556	-35	-9	-101	-145	-304	-23	-200	-527	-0.95
4		//el +Kr	154	196	556	139	417	767	-35	-9	-101	-145	-319	-18	-205	-542	-0.71
5		⊥ -Kr	126	160	455	185	270	556	-28	-36	-101	-165	-190	-260	-192	-642	-1.16
6		⊥ +Kr	154	196	556	139	417	767	-28	-36	-101	-165	-190	-260	-192	-642	-0.84

3.2.5 総括

表3.9

				A_{MF}	P_4	P_3	A_{MF}
IIe	常時		V	768 t	996	1,211	862
			H	−42 t	−39	0	−61
			M	−282 t·m	−245	0	−449
	地震時	−K_V	V	486 t	624	780	556
			H	−121 t	−83	−600	−145
			M	−395 t·m	−286	−3,110	−527
		+K_V	V	677 t	802	1,070	767
			H	−121 t	−83	−600	−145
			M	−398 t·m	−286	−3,110	−542
IR	常時		V	768 t	996	1,211	862
			H	0	0	0	0
			M	0	0	0	0
	地震時	−K_V	V	486 t	624	780	556
			H	−144 t	−160	−238	−165
			M	−563 t·m	−959	−863	−642
		+K_V	V	677 t	802	1,070	767
			H	−144 t	−160	−238	−165
			M	−563 t·m	−959	−863	−642

3.3 くいの許容支持力

3.3.1 くいの断面寸法の仮定

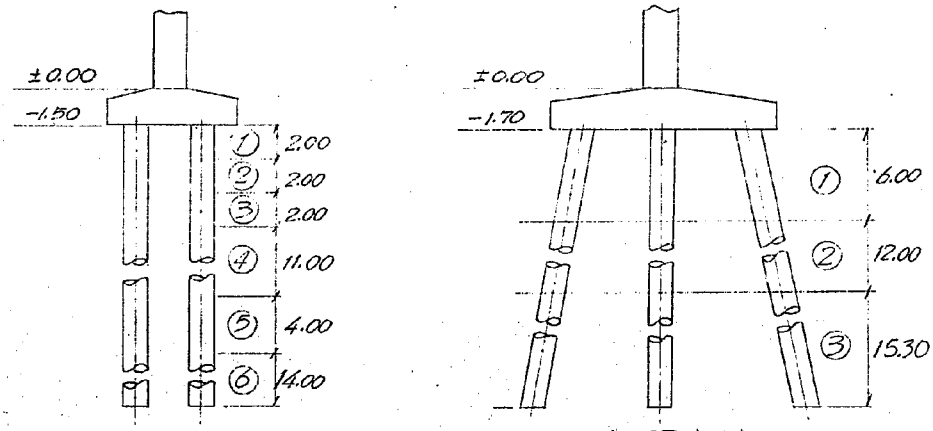
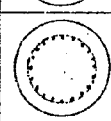
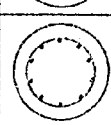
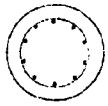


図3.9

表3.10

	断面	施工断面	計算断面	断面積 (cm²)	断面係数 (cm³)	断面2次モーメント (cm⁴)
ベントぐい	1	DΦ32×20 2pl. 250×16	同左	$A_c=7.85\times10^3$ $A_s=158.84$ $S=40$	鋼板 3976	
	2	DΦ32×20 2pl. 250×10	〃	$A_c=7.85\times10^3$ $A_s=158.84$ $S=25$	鋼板 1.226	
	3	 DΦ32×20	〃	$A_c=7.85\times10^3$ $A_s=158.84$		
	4	 DΦ32×10	〃	$A_c=7.85\times10^3$ $A_s=79.42$		
	5	DΦ29×10	〃	$A_c=7.85\times10^3$ $A_s=64.24$		

	6	 D-25×10	同　左	$A_c=7.85\times10^3$ $A_s=50.17$		
鋼	1	φ812.8×16	φ808.8×14	350 (中空)	6.830 (中空)	
ぐ	2	φ812.8×12.7	φ808.8×10.7	268 (中空)	5.230 (中空)	2.14×10^5 (中空)
い	3	φ812.8×9.5	φ808.8×7.5	189 (中空)	3.750 (中空)	

3.3.2　軸方向押込許容支持力（P_{pa}）

詳細については付録2.2, P.22～P.30を参照。

総括するとつぎのようになる。

表3.11

種類	極限支持力	くいの重量	許容支持力 **	
			常　時	地震時
φ1,000 ベントぐい	450 t/本	0.785×1.35×35 = 37 t/本	140 t/本 (150)	210 t/本 (225)
φ812.8 鋼ぐい	375 t/本	31 t/本 *	115 t/本 (125)	172 t/本 (188)

* コンクリート充填の場合

** くいの重量を極限支持力より差引いてある。（ ）内数値は差引かない場合。

*** 負の摩擦力はこの地盤の性質からみて大きい影響がないものとして無視するが実際の設計では余裕をのこすことになる。

3.3.3　許容引抜力（地震時）

(1) 計算式

$$P_{pa} = W_p + \frac{U \cdot l \cdot f_s}{3}$$

［記号］

P_{pa} ：許容引抜力（t）

W_p ：くいの重量（t）

U ：くいの単位長さあたり周面積（m^2/m）

l ：摩擦力を期待する支持層におけるくいの長さ（m）

f_s ：周面摩擦力（t/m^2）（「くい基礎の設計」図3.4より求める。本橋の場合 N=35のシルト混り砂礫層であるから$6\ t/m^2$とする。）

ν：安全率　（指針3.2.2より，地震時2とする）

(2) 許容引抜力

(a) P_5, P_9

表3.12

種類		W_p	U	l	$U \cdot l$	$U \cdot l \cdot f_s$	P_{pa}
ベノトぐい		$0.785^{m^3/m} \times 1.35^{t/m^3} \times 31^{m} = 32.8^{t/本}$	$3.14^{m^2/m}$	1^{m}	3.14^{m^2}	18.7^{t}	$42^{t/本}$
鋼ぐい	中空	平均 $0.251 \times \frac{7.85-1}{7.85} \times 31^{m} = 6.8^{t/本}$	2.55	2	5.10	30.6	22
	コンクリート充填	コンクリート：$0.502 \times 1.35 \times 30^{m} = 20.3$ 合計　$27.1^{t/本}$	〃	〃	〃	〃	42

3.3.4　軸直角方向許容支持力（P_{Ha}）

A. 1本のくいの軸直角方向許容支持力

(1) 計算式

道路橋下部構造設計指針「くい基礎の設計篇」p.53, 表5.1にあるくい頭固定で地上に突出しているくいの計算式を用いる。

(2) くい本体の許容応力度よりきまる軸直角方向許容支持力と，その場合の変位

(a) β (cm^{-1})

表3.13

種類＼項目		K (kg/cm^3)	D (cm)	KD (kg/cm^2)	E (kg/cm^2)	I (cm^4)	$4EI$ ($kg \cdot cm^2$)	$KD/4EI$ (cm^{-4})	$\sqrt[4]{KD/4EI}$ (cm^{-1})
φ1.000 ベノトぐい		0.5	100	50	2.1×10^5	4.91×10^6	4.124×10^{12}	1.21×10^{-11}	1.86×10^{-3}
		0.8	100	80	2.1×10^5	4.91×10^6	4.124×10^{12}	1.94×10^{-11}	2.10×10^{-3}
φ812.8 ×12.7 鋼ぐい	中空	0.5	80	40	2.1×10^6	2.14×10^5	1.80×10^{12}	2.22×10^{-11}	2.17×10^{-3}
		0.8	80	64	2.1×10^6	2.14×10^5	1.80×10^{12}	3.56×10^{-11}	2.44×10^{-3}
	コンクリート充填	0.5	80	40	2.1×10^6	4.03×10^5	3.38×10^{12}	1.18×10^{-11}	1.85×10^{-3}
		0.8	80	64	2.1×10^6	4.03×10^5	3.38×10^{12}	1.89×10^{-11}	2.08×10^{-3}

(b) くい軸直角方向バネ常数 (K_H) (kg/cm)

$$K_H = \frac{12EI\beta^3}{\{(1+\beta h)^3+2\}}$$

表3.14

種類		K (kg/cm³)	12EI	β^3	$12EI\beta^3$	h (cm)	βh	1+βh	$(1+\beta h)^3$	$\frac{12EI\beta^3}{\{(1+\beta h)^3+2\}}$
φ1.000 ベントぐい		0.5	1.24×10^{13}	6.43×10^{-9}	7.97×10^{4}	250	4.65×10^{-1}	1.465	3.144	1.55×10^{4}
						850	1.628	2.628	18.150	3.96×10^{3}
		0.8	1.24×10^{13}	9.26×10^{-9}	1.15×10^{5}	250	5.25×10^{-1}	1.525	3.55	2.08×10^{4}
						850	1.838	2.838	22.858	5.03×10^{3}
φ812.8 ×12.7 鋼ぐい	中空	0.5	5.4×10^{12}	1.02×10^{-8}	5.51×10^{4}	250	5.43×10^{-1}	1.543	3.69	0.97×10^{4}
						850	1.901	2.901	24.414	2.36×10^{3}
		0.8	5.4×10^{12}	1.45×10^{-8}	7.83×10^{4}	250	6.1×10^{-1}	1.610	4.19	1.27×10^{4}
						850	2.135	3.135	30.811	2.54×10^{3}
	コンクリート充填	0.5	1.01×10^{13}	6.33×10^{-9}	6.39×10^{4}	250	4.82×10^{-1}	1.462	3.13	1.25×10^{4}
						850	1.617	2.617	17.923	3.57×10^{3}
		0.8	1.01×10^{13}	9.00×10^{-9}	9.09×10^{4}	250	5.20×10^{-1}	1.520	3.51	1.65×10^{4}
						850	1.820	2.820	22.426	4.05×10^{3}

(c) 水平力に対する変位

$$\delta = \frac{H\{(1+\beta h)^3+2\}}{12EI\beta^3}, \qquad f = \frac{H(1+\beta h)}{4EI\beta^3}$$

表3.15

種類	h (cm)	くい頭変位, δ (cm) 単位あたり	H=10t	H=20t	H=30t	地表面変位, f (cm) 単位あたり	H=10t	H=20t	H=30t
φ1.000 ベントぐい	250 (1)	0.0645H (4)	0.6	1.3	1.9	0.0551H	0.6	1.1	1.7
	250 (2)	0.048H	0.5	1.0	1.4	0.0398H	0.4	0.8	1.2
	850 (3)	0.25H	2.5	5.0	7.5	0.099H	1.0	2.0	3.0
φ812.8×12.7 鋼ぐい	250 (1)	0.1H	1.0	2.0	3.0	0.0841H	0.8	1.7	2.5
	850 (1)	0.44H	4.4	8.8	13.2	0.158H	1.6	3.2	4.7

注) (1) $K = 0.5$ kg/cm³
(2) $K = 0.8$ kg/cm³
(3) $K = 0.5$ kg/cm³
(4) Hの単位は t
(5) 鋼ぐいは中空としている。コンクリート充填のときは、中空の場合のほぼ60%となる。

(d) くい本体の強度より求めた許容力

(i) ベントぐい.

(1°) 計算仮定および計算法

計算仮定：コンクリートの曲げ圧縮許容応力度およびその割増しは表3.16のとおりとする。

表3.16　(kg/cm²)

	1	2	3	4	5
		σ_{28}	σ_{a1}	σ_{a2}	σ_{a3}
1	常時	210	70	60	50
2	地震時	210	105	90	75
3	異常地震時	210	116	100	85

注) (1.3)：大気中で上部構造と同程度の施工および検査のできる部分 ($=\sigma_{28}/3$)

(1.4)：大気中でも，施工および検査が困難な部分 ($\sigma_{a1}\times 0.85$)

(1.5)：静水中で施工が確実な場合 ($\sigma_{a1}\times 0.7$)

(2.1)：σ_a は50%増し．

(3.1)：σ_a は65%増し．($\alpha_H=0.3$ および $h=8.^m50$ の場合)

計算法：文献10)により計算。(P.27, P.66, P.123)

(2°) 許容力

表3.17, 3.18に H_R, M_R^0 (くい頭抵抗モーメント), N_R を仮定した断面設計を示す。すなわち，H_R, M_R^0, N_R が許容力である。軸力は地震時軸方向押込許容支持力をとった。参考のため10tの場合と計算したが，前者の方が影響が大なので，以下210tで行なった。断面1, 2に対しては D32×20 で不足なので，表3.10に示すように鋼板で補強した。

斜め鋼管ぐいは地盤の圧密沈下で曲げをうける可能性があるが，その値はまだ明確に把握できないので，くい本数に余裕をもたせることと，引抜き力に対するコンクリート充填と この曲げに抵抗するものと考えて，別段の照査を行なわない。

表3.17 所要軸直角方向許容支持力より求めたくい体の所要抵抗モーメント

$$M_R^0 = \frac{H(1+\beta h)}{2\beta}$$

種類	K	h	H	β	2β	βh	1+βh	(1+βh)/2β	M_R^0 t·cm
φ1.000 ベノトぐい	0.5	250	20	1.86×10^{-3}	3.72×10^{-3}	4.65×10^{-1}	1.465	3.94×10^{2}	7.88×10^{3}
		250	30	〃	〃	〃	〃	〃	10.92×10^{3}
		850	20	〃	〃	15.8×10^{-1}	2.58	6.95×10^{2}	14.0×10^{3}
φ812.8 鋼管ぐい	0.5	250	16	2.17×10^{-3}	4.34×10^{-3}	5.43×10^{-1}	1.543	3.55×10^{2}	5.7×10^{3}
		250	24	〃	〃	〃	〃	〃	8.5×10^{3}
		850	16	〃	〃	18.4×10^{-1}	2.84	6.55×10^{2}	10.5×10^{3}

表3.18

$K = 0.5\ kg/cm^3$, $r = 50\ cm$, $r^2 = 2.5\times10^{3}$, $\pi r^2 = 7.85\times10^{3}$

断面	h cm	H_R t	M_R^0 t·cm	$N_{(kg)}$	$e=\frac{M}{N}$	e/r	N/r^2	$1/\sigma_c$	$N/r^2\sigma_c$	p	$A_s=p\pi r^2$	m
3	250	20	7.9×10^{3}	210×10^{3}	37.6	0.75	84	1.1×10^{-2}	0.93	0.02	157 cm²	8
				10×10^{3}	79.0	1.58	4	〃	0.04	0.014	102	
	250	30	11.8×10^{3}	210×10^{3}	61.0	1.22	84	1×10^{-2}	0.84	0.045	353	
	850	20	13.0×10^{3}	210×10^{3}	62.0	1.24	84	〃	〃	0.046	360	
4	250	20		〃			〃	1.34×10^{-2}	1.13			
	250	30		〃			〃	1.18×10^{-2}	0.99			
	850	20	7.4×10^{3}	〃	35.0	0.7	〃	〃	〃	0.02	157	
5	250	20		〃			〃	1.34×10^{-2}	1.13			
	250	30		〃			〃	1.18×10^{-2}	0.99			
	850	20	6.0×10^{3}	〃	28.6	0.57	〃	〃	〃	0.01	78.5	
6	250	20		〃			〃	1.34×10^{-2}	1.13			
	250	30		〃			〃	1.18×10^{-2}	0.99			
	850	20	4.7×10^{3}	〃	19.0	0.38	〃	〃	〃	0	0	

注) 断面1: M_R^0 = ベノトぐい断面3 M_R^0 + 鋼板の $M_R^0 = 7.9\times10^{3} + 1.950\times3976 = (7.9+7.7)\times10^{3} = 15.6\times10^{3}$
断面2: $M_R^0 = (7.9+2.4)\times10^{3} = 10.3\times10^{3}$

鉄筋に引張応力が生じない M_R^0

250		4.2×10^{3}		20.0	0.4		1.34×10^{-2}	1.13	0	
850		4.73×10^{3}		22.5	0.45		1.18×10^{-2}	0.99	0	

鉄筋断面積 (cm²)

種 \ 本数	1	10	20
D32	7.942	79.42	158.84
D29	6.424	64.24	128.48
D25	5.067	50.67	101.34

(ii) 鋼ぐい

$$M_R^0 = W\left(\sigma_a - \frac{N}{A}\right)$$

表3.19

種類	W (cm³)	σ_a (t/cm²)	N (t)	A (cm²)	N/A (t/cm²)	$\sigma_a - \frac{N}{A}$ (t/cm²)	M_R^0 (t-cm)
φ812.8 ×16	6,830	1,300×1.5 = 1,950	172	350	0.49	1.46	10.0×10^3
		1,300×1.7 = 2,200	〃	〃	〃	1.71	11.6×10^3
φ812.8 ×12.7	5,280	1,950	〃	268	0.64	1.31	6.9×10^3
		2,200	〃	〃	〃	1.56	8.3×10^3
φ812.8 ×9.5	3,750	1,950	〃	189	0.91	1.04	3.9×10^3
		2,200	〃	〃	〃	1.29	4.9×10^3

くい頭抵抗モーメント (M_R^0) より求めた許容力

$$H = \frac{2\beta M_R^0}{1+\beta h}$$

表3.20　　φ812.8×16

K	h	β	M_R^0	$1+\beta h$	H (t)
0.5	250	2.17×10^{-3}	10.0×10^3	1.543	28
	850	〃	11.6×10^3	2.901	17.3
0.8	250	2.44×10^{-3}	10.0×10^3	1.61	30.3

B. 群ぐいの軸直角方向許容支持力

(1) 方針

直斜の組ぐいとしての水平方向許容支持力は，1本のくいの許容支持力の和に比しはるかに大きいことは，最近の実験結果により多く報告されているところである。

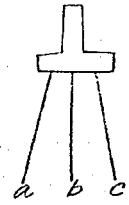
したがって，この設計においては，直斜の組ぐいは，1本のそのおよび従来の経験を加味して組ぐい1組あたりの許容支持力を予想し，これらの結合で判断する。

ベントぐいについては、直ぐいであるので、これは1本のくいの総和を用いる。群ぐいの割引きとしては80%程度と考える。この影響は地表面で考えればよい。

Pにおける斜ぐいも橋軸直角方向については投影は直ぐいとなるので、すべて直ぐいとして扱う。

(2) 鋼ぐいの直・斜組ぐいの許容支持力

a, b, c のくいのうち、引抜力の生ずるaまたはcは考えないものとして、許容支持力を次表の程度以内とする。



φ812.8 1本	a+bの組ぐい
26 t/本	64 t/組

3.4 くいの設計

3.4.1 くい反力の計算

くい反力は文献9)にのべられている電算プログラムを用いて計算を行なった。付録4にその計算結果を示す。

3.4.2 くい本体に作用する曲げモーメント

道路橋下部構造設計指針「くい基礎の設計」p53 表5.1にある計算式による。

表3.21にベントぐいの値を示す。鋼ぐいは断面変化も少なく、十分安全側であるので省略する。

3.4.3 断面の設計

すべて、くい反力に比し許容支持力、許容力とも十分なので、仮定断

面とって設計断面とする。

表3.21

K (kg/cm³)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.8	0.8	0.8	0.8
β (cm⁻¹)	1.86×10^{-3}	1.86×10^{-3}	1.86×10^{-3}	1.86×10^{-3}	2.10×10^{-3}	2.16×10^{-3}	2.10×10^{-3}	2.16×10^{-3}
h (cm)	250	250	450	850	250	250	450	850
H (t)	20	30	20	20	20	30	20	20
曲げモーメント t·cm くい頭	7.876	11.815	9.876	13.876	7.262	10.892	9.262	13.262
$x=0$	2.876	4.315	876	−3.124	2.262	3.393	262	−3.738
$x=100$	1.138	1.707	−801	−4.679	566	849	−1.358	−5.205
200	−127	−190	−1.912	−5.484	−589	−883	−2.324	−5.796
400	−1.570	−2.356	−2.879	−5.565	−1.683	−2.524	−2.902	−5.340
600	−1.904	−2.856	−2.780	−4.533	−1.765	−2.648	−2.479	−3.907
800	−1.719	−2.587	−2.206	−3.181	−1.392	−2.087	−1.721	−2.381
1.000	−1.303	−1.970	−1.513	−1.932	−908	−1.362	−996	−1.171
1.200	−857	−1.247	−894	−969	−488	−733	−451	−377
1.400	−476	−714	−425	−324	−194	−291	−112	53
1.600	−210	−315	−127	40	−22	−33	61	226
1.800	−42	−64	41	208	57	86	121	249
2.000	46	69	113	247	78	118	119	201
2.200	79	119	126	219	70	104	91	134
2.400	80	119	108	163	49	74	57	73
最大モーメント	−1.905	−2.857	−2.926	−5.722	−1.844	−2.766	−2.904	−5.848
最大モーメントの生ずる地中深さ (cm)	611	611	470	303	510	510	388	243

4. 不等沈下に対する検討

4.1 不等沈下の状態の種類

4.1.1 計算條件

新青柳橋 P1 案概略設計々算書（付-2.2）．9. 基礎地盤の不等沈下の計算の項において，シルト質および ローム質の圧密による支持ぐいの沈下量は 1.9cm（圧密時間：400日）と計算されているが，ここでは万一の場合を考えて，支点に 10cm の不等沈下が生じた場合の主ゲタの応力照査を行なうこととする。

支点沈下の状態の種々の組合せについて 単位量（1cm）の支点沈下にともなう各支点のモーメントを求め，そのうちの 支点沈下の影響のとくに大きい場合（表4.1 に示す case5 および case 26）について，10cm の支点沈下に対する照査を行なう。なお，本計算は中ゲタのみを対象とする。

4.1.2 不等沈下の組合せ

不等沈下の状態の種類は，図4.1 および表4.1 のとおりである。

図4.1 支点状態、

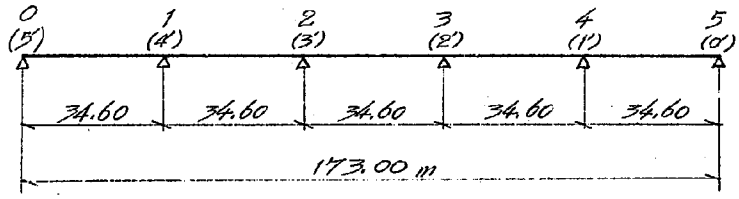


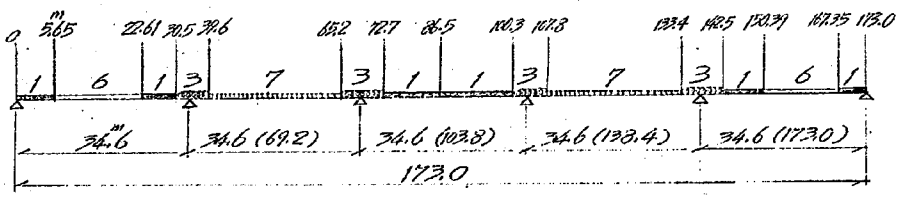
表 4.1 沈下支点組合せ

状態番号	沈下しない支点	沈下する支点	状態番号	沈下しない支点	沈下する支点
1	0	1,	20	0	3,4,5
2	0	2	21	0	1,2,3,4
3	0	5	22	0	1,2,3, 5
4	0	1,2	23	0	1,2, 4,5
5	0	1, 3	24	0	1, 3,4,5
6	0	1, 4	25	0	2,3,4,5
7	0	1, 5	26	0	1,2,3,4,5
8	0	2,3	27	1	0
9	0	2, 5	28	1	0, 5
10	0	3, 5	29	1	0, 2, 5
11	0	4,5	30	1	0, 3, 5
12	0	1,2,3	31	1	0, 4,5
13	0	1,2, 4	32	1	0, 2,3, 5
14	0	1,2, 5	33	1	0, 2, 4,5
15	0	1, 3,4	34	1	0, 3,4,5
16	0	1, 3, 5	35	1	0, 2,3,4,5
17	0	1, 4,5	36	2	0,1, 3,4
18	0	2,3, 5	37	2	0,1, 4,5
19	0	2, 4,5	38	2	0,1, 3,4,5

注) 沈下しない支点3,4,5の組合せはそれぞれ沈下しない支点2,1,0の組合せと対称の関係にあるから，支点3,4,5が沈下しない場合は省略する。

4.2 支点沈下によりケタに生ずる曲げモーメント

図4.2 断面の種類(1~7)配置



4.2.1 計算式

(1) 記号

$M_1, M_2, M_3, \cdots\cdots$ ：支点0～5のうち任意の1支点または2つ以上の支点が同時にそれぞれ1cm沈下することによって生ずる 支点1, 2, 3, ……における モーメント

M_d ：死荷重による モーメント

M_{l+i} ：(活荷重＋衝撃)による モーメント

M_s ：支点沈下によって生ずる モーメント

M_R ：主ゲタの抵抗モーメント

$\Sigma M/M_R = M_d + M_{l+i} + M_s/M_R$ ：支点沈下による モーメントをふくむ全モーメントと抵抗モーメントとの比

$\Sigma M_o/M_R = M_d + M_{l+i}/M_R$ ：支点沈下による モーメントをふくまない全モーメントと抵抗モーメントとの比

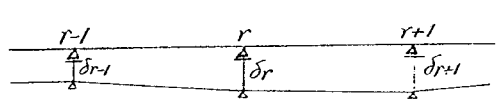
δ_{sa} ：許容沈下量

断面1, 断面2, …… ：スパンの10等分点の各断面。各等分点の間隔は3.46m。

(2) 仮定条件

1° 支点沈下による支点モーメントの算定は、3連モーメント式による。

$$M_{r-1} + 4M_r + M_{r+1} = \frac{6EI}{\ell^2}(2\delta_r - \delta_{r-1} - \delta_{r+1})$$



参考文献：たとえば、小西・横尾・成岡，‘構造力学・第1巻’，昭和29年4月，丸善株式会社 など。

2° 常数はつぎのとおりとする。

$\ell = 34.6\,m$, $E = 2.1 \times 10^6\ kg/cm$, $I = 1,262,300\ cm^4$ (一定とする)

従って 係数 $6EI/l^2$ は,

$$\frac{6EI}{l^2} = \frac{6\times 2.1\times 10^6 \times 1.2623\times 10^6}{3.46^2\times 10^6} = 1.33\times 10^3 \ (t)$$

$(2\delta_r - \delta_{r-1} - \delta_{r+1}) = 1cm$ あたりでは.

$$\frac{6EI}{l^2}(2\delta_r - \delta_{r-1} - \delta_{r+1}) = 13.3 \ ^{t\text{-}m} = \alpha$$

3° 支点沈下量 1cm の場合について, さまざまな支点沈下状態に対する各支点のモーメントを算出する.

(3) 計算式

1° 支点0のみ沈下の場合

$$\begin{aligned} 4M_1 + M_2 &= -\alpha \\ M_1 + 4M_2 + M_3 &= 0 \\ M_2 + 4M_3 + M_4 &= 0 \\ M_3 + 4M_4 &= 0 \end{aligned}$$

2° 支点1のみ沈下の場合

$$\begin{aligned} 4M_1 + M_2 &= 2\alpha \\ M_1 + 4M_2 + M_3 &= -\alpha \\ M_2 + 4M_3 + M_4 &= 0 \\ M_3 + 4M_4 &= 0 \end{aligned}$$

3° 支点2のみ沈下の場合

$$\begin{aligned} 4M_1 + M_2 &= -\alpha \\ M_1 + 4M_2 + M_3 &= 2\alpha \\ M_2 + 4M_3 + M_4 &= -\alpha \\ M_3 + 4M_4 &= 0 \end{aligned}$$

4° 支点3のみ沈下の場合

$$\begin{aligned} 4M_1 + M_2 &= 0 \\ M_1 + 4M_2 + M_3 &= -\alpha \\ M_2 + 4M_3 + M_4 &= 2\alpha \\ M_3 + 4M_4 &= -\alpha \end{aligned}$$

5° 支点4のみ沈下の場合

$$\begin{aligned} 4M_1 + M_2 &= 0 \\ M_1 + 4M_2 + M_3 &= 0 \\ M_2 + 4M_3 + M_4 &= -\alpha \\ M_3 + 4M_4 &= 2\alpha \end{aligned}$$

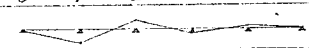
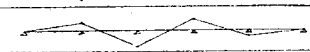
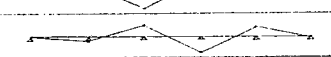
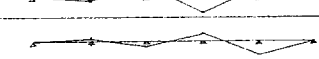
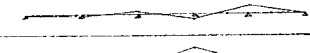
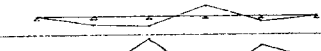
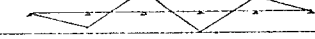
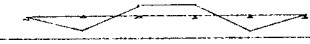
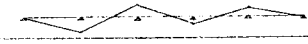
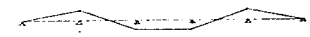
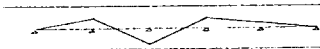
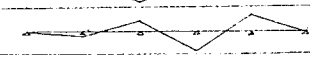
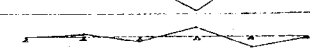
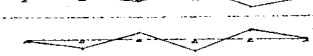
6° 支点5のみ沈下の場合

$$\begin{aligned} 4M_1 + M_2 &= 0 \\ M_1 + 4M_2 + M_3 &= 0 \\ M_2 + 4M_3 + M_4 &= 0 \\ M_3 + 4M_4 &= -\alpha \end{aligned}$$

4.2.2 計算結果

1° 単位沈下量(1cm)の支点沈下にともなう支点モーメント

表4.2 (t-m)

状態番号	支点モーメント / 沈下支点	M_1	M_2	M_3	M_4	支点沈下によるモーメント
27	0	-3.56	0.95	-0.25	0.06	
1	1	8.08	-5.74	1.53	-0.38	
2	2	-5.72	9.61	-6.11	1.53	
2'*	3	1.53	-6.11	9.61	-5.72	
1'*	4	-0.38	1.53	-5.74	8.08	
3	5	0.06	-0.25	0.95	-3.56	
4	1.2	2.36	3.87	-4.58	1.15	
5	1,3	9.61	-11.85	11.14	-6.10	
6	1,4	7.70	-4.21	-4.21	7.70	
7	1,5	8.02	-5.99	2.48	-3.94	
8	2,3	-4.19	3.50	3.50	-4.19	
9	2,5	-5.66	9.36	-5.16	-2.03	
10	3,5	1.59	-6.36	10.56	-9.28	
11	4,5	-0.32	1.28	-4.79	4.52	
12	1,2,3	3.89	-2.24	5.03	-4.57	
26	1,2,3,4,5	3.57	-0.96	0.24	-0.05	

* 1'および2'はそれぞれ1および2と対称である.

4.3 応力照査

4.3.1 支点1.3が10cm沈下した場合

表4.3　　Moment : t-m, δsa : cm

断面位置 / モーメント Case	① Md	② Ms	③ Mi+i	④ ΣM (①+②+③)	⑤ MR (()は断面の種類)	⑥ ΣM/MR (④/⑤)	⑦ ΣMo/MR (①+③/⑤)	⑧ δsa (cm)
1	100	10	99	215	(1) 351	0.61		
2	108	19	172	297	(6) 369	0.81		
3	225	29	217	471	(6) 478	0.98		
4	239	38	239	516	(6) 478	1.08	1.00	6.2
5	222	48	236	506	(6) 478	1.06	0.96	9.0
6	174	58	212	444	(6) 478	0.93		
7	128	67	166. -79	361 116	(1) 351	1.03 0.33	0.84	10.7
8	-13	77	101 -90	165 -26	(1) 271 -243	0.61 0.11		
12	-6	53	92 -111	139 -64	(1) 312 -218	0.45 0.29		
13	23	32	148 -99	203 -44	(1) 241 -218	0.84 0.20		
14	78	10	183	271	(1) 312	0.87		
15	101	-11	196	286	(1) 312	0.92		
17	56	-54	154 -87	156 -85	(1) 312 -218	0.50 0.39		
18	-13	-74	102 -92	15 -179	(1) 241 -218	0.06 0.82		
19	-112	-97	-108	-317	(3) -440	0.72		
20	-242	-119	-198	-559	(3) -440	1.27	1.00	1.8
21	-104	-96	-128	-328	(1) -243 (3) -440	1.35 0.75	0.96	2.3
22	3	-73	107 -90	37 -160	(1) 351 -243	0.11 0.66		
25	141	-4	204	341	(1) 351	0.97		
26	126	19	193	338	(1) 351	0.96		

5

342 モーメント / 断面位置	① Md	② Ms	③ Mti	④ ΣM (①+②+③)	⑤ MR (()内は断面の種類)	⑥ ΣM/MR (④/⑤)	⑦ ΣMo/MR (①+③/⑤)	⑧ δsa (cm)
27	30	42	160 -82	282 40	(1) 351 -243	0.80 0.16		
28	3	65	107 -90	175 -22	(1) 351 -243	0.40 0.09		
29	-112	80	-108	-132	(3) -440	0.30		
32	-13	77	102 -92	166 -28	(7) 241 -218	0.69 0.13		
33	56	60	154 -87	270 29	(7) 312 -218	0.87		
34	93	42	136	321	(7) 312	1.03	0.90	11.5
35	101	25	196	322	(7) 312	1.03	0.95	12.5
36	78	8	183	269	(7) 312	0.86		
37	23	-9	148 -99	162 -85	(7) 312 -218	0.52 0.39		
38	-6	-26	92 -111	60 -143	(7) 312 -218	0.19 0.66		
39	-177	-44	-129	-350	(3) -440	0.80		
40	-323	-61	-207	-591	(3) -606	0.98		
41	-152	-55	-101	-308	(3) -440	0.70		
42	-13	-49	101 -90	39 -152	(1) 271 -243	0.14 0.63		
43	128	-43	166 -79	251 6	(1) 351	0.72		

4.3.2 支承1,2,3,4,5が10cm沈下した場合　表4.4

26 モーメント / 断面位置	① Md	② Ms	③ Mti	④ ΣM (①+②+③)	⑤ MR (()内は断面の種類)	⑥ ΣM/MR (④/⑤)	⑦ ΣMo/MR (①+③/⑤)	⑧ δsa (cm)
1	106	4	99	209	(1) 351	0.59		
2	108	7	172	287	(6) 369	0.78		
3	225	11	217	453	(6) 478	0.95		
4	239	14	239	492	(6) 478	1.03	1.00	16.7

断面	モーメント	① Md	② Ms	③ Mw	④ ΣM (Dとの和)	⑤ MR ((1)は1断面の値)	⑥ ΣM/MR (④/⑤)	⑦ Σh/MR (ハネ/⑥)	⑨ δw (cm)
	5	222	-18	236	476	(6) 478	1.99		
	6	174	21	212	407	(6) 478	0.85		
	7	128	25	106 -79	319 74	(1) 351	0.91 0.21		
	8	-13	29	101 -90	117 -74	(1) 271 -243	0.43 0.31		
	12	-6	27	92 -111	113 -90	(7) 312 -218	0.36 0.41		
	13	23	22	148 -99	193 -54	(7) 241 -218	0.80 0.25		
	14	78	18	183	279	(7) 312	0.89		
26	15	101	13	196	310	(7) 312	0.99		
	16	93	8	186	287	(7) 312	0.92		
	17	56	4	154 -87	214 -27	(7) 312 -218	0.69 0.12		
	18	-13	-1	102 -92	88 -106	(7) 241 -218	0.37 0.49		
	19	-112	-5	-108	-225	(3) -440	0.51		
	20	-242	-10	-198	-450	(3) -440	1.02	1.00	25.0
	21	-104	-8	-128	-240	(1) -243 (3) -440	0.99 0.55		
	22	3	-7	107 -90	103 -94	(1) 351 -243	0.29 0.39		

注). 許容沈下量 δw の算出にあたっては，許容応力を 5%増し と考えた。

4.4 対策

許容沈下量が 10cm 未満の断面は 4, 5, 20, 21 のみである。したがって この部分のみ 詳細設計の際に 断面に余裕をもたせるのがよい。

5. 耐震性の検討

5.1 設計震度を0.3とした場合

設計震度を0.3とした場合の、P_4、P_3のくい群に作用する外力は表5.1, 5.2のとおりである。このくい反力は、付録4に示されている。躯体の鉄筋量は、破壊にいたらぬよう付録2.2に示されるA_sよりと増加せしめている。またくい本体の設計において、3.3.4 (d)にみるよう、破壊に至らぬよう考慮した。

表5.1

P_4 ($K_H=0.3$, $K_V=0.15$の場合)

(a) 荷重の大きさと作用位置

列	荷重時	方向		上部構造からの荷重 D.L	上部構造からの荷重 L.L	上部構造からの荷重 Σ	上部構造からの荷重 x	上部構造からの荷重 y	躯体およびフーチング W_B	躯体およびフーチング B_{WB}	躯体およびフーチング W_B-B	躯体およびフーチング x	躯体およびフーチング y
1	常時	//el											
2		LR											
3	地震時	//el	-Kv	433	—	433	0	6.30	246	94	152	0	2.22
4			+Kv	585	—	585	0	6.30	332	72	260	0	2.22
5		LR	-Kv	433	—	433	0	8.11	246	94	152	0	2.22
6			+Kv	585	—	585	0	8.11	332	72	260	0	2.22

(b) 作用外力

列	荷重時	方向		V (t) R_{S45}	W_B	B	W_B-B	V	H (t) $R_{S4.5}$	W_B	H	M (t-m) R_{S45}	W_B-B	M	$e=\frac{\Sigma M}{\Sigma V}$ (m)
1	常時	//el													
2		LR													
3	地震時	//el	-Kv	433	246	94	152	585	-25	-87	-112	-158	-193	-351	-0.60
4			+Kv	585	332	72	260	845	-25	-87	-112	-158	-193	-351	-0.42
5		LR	-Kv	433	246	94	152	585	-153	-87	-240	-1242	-193	-1435	-2.45
6			+Kv	585	332	72	260	845	-153	-87	-240	-1242	-193	-1435	-1.70

(3.8) : 表5.1(a)の(3.5)×0.05
(5.8) : 〃 (5.5)×0.30
(3.9) : 〃 (3.8)×0.30

表5.2

P_3 (K_H=0.3, K_V=0.15 の場合)

(a) 荷重の大きさと作用位置

	1	2		3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
				上部構造からの荷重					躯体およびフーチング				
				D.L	L.L	Σ	x	y	W_B	$P_{II B}$	W_{B-B}	x	y
1	常時	Ⅱel											
2		Ⅰ											
3	地震時	Ⅱel	-K_V	372	—	372	0	6.50	644	296	348	0	1.21
4			+K_V	504	—	504	0	6.50	872	246	626	0	1.21
5		Ⅰ	-K_V	372	—	372	0	7.76	644	296	348	0	1.21
6			+K_V	504	—	504	0	7.76	872	246	626	0	1.21

(b) 作用外力

	1	2		3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
				V (t)					H (t)			M (t-m)			$e=\frac{\Sigma M}{\Sigma V_{(m)}}$
				$R_{3.4}$	W_B	B	W_{B-B}	T	$R_{3.4}$	W_B	H	$R_{3.4}$	W_{B-B}	M	
1	常時	Ⅱel													
2		Ⅰ													
3	地震時	Ⅱel	-K_V	372	644	296	348	720	-675	-227	-902	-4390	-275	-4665	-6.48
4			+K_V	504	872	246	626	1130	-675	-227	-902	-4390	-275	-4665	-4.13
5		Ⅰ	-K_V	372	644	296	348	720	-132	-227	-359	-1025	-275	-1300	-1.81
6			+K_V	504	872	246	626	1130	-132	-227	-359	-1025	-275	-1300	-1.15

(3.8) : 付2.2, p.117 参照。 $450^t \times \frac{0.3}{0.2} = 675^t$

(5.8) : 表5.2(a)の (5.3)×0.3

(3.9) : 〃 (3.8)×0.3

5.2 くいの突出長が大になった場合

これは表層が流動化して −10.00 m まで水平支持力がなくなった場合を想定したものである。この場合のくい反力は −4.00 m まで無視した当初設計と等しいが，くいの許容力がことなってくる。これについては，3.3.4 (d) において示すように，5.1 と同様，破壊に至らぬように考慮した。

5.3 その他の耐震性への配慮

5.3.1 橋軸直角方向に対する考え方

橋軸直角方向には、ケタは連続ケタとして作用する。かりに可動橋脚における変位が予定より大としても、固定橋脚が十分の余裕をとっているので、P_3, P_7で支えて転倒に至るとは考えられない。

5.3.2 落橋防止

かりに落橋するとすれば橋軸方向である。このため、A_{1F}, P_5, A_{1F}の支承にはすべて地震時移動制限装置（上沓に切欠きをつけてストッパーとする）が付してある。さらに他の可動支承にも、同様に考慮した。

5.3.3 支承下コンクリートの補強とジャッキアップ対策

支承下リブによる地震時水平力に対抗するため、支承周辺に鉄筋を縦状に配置し、かつカゴ鉄筋を配して補強を行なった。

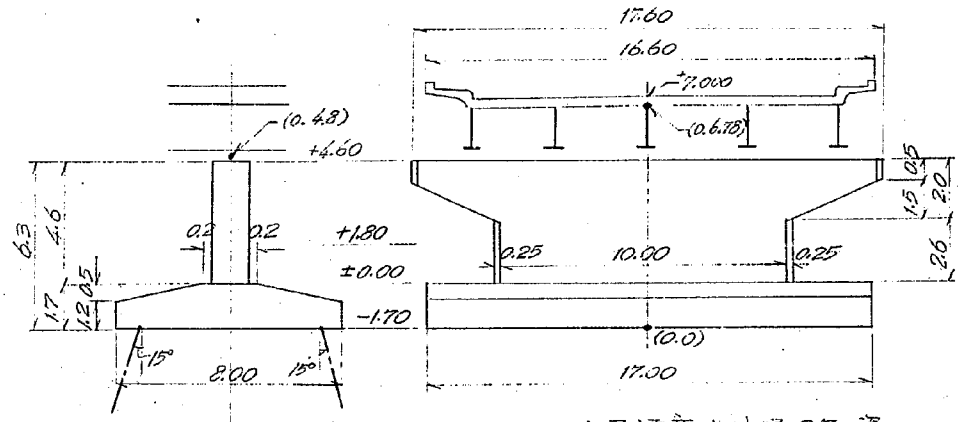
万一沈下傾斜が生じた場合でも、それら鉄筋の利用によってジャッキアップ後の支承下コンクリートの補強を容易にするよう配慮した。また、下沓アンカーボルト孔は、径に38 mmの余裕をとたせ、カラーを使用することによってジャッキアップ時に十分正しく沓を据付け、アンカーボルトの偏心をなくするように考えてある。

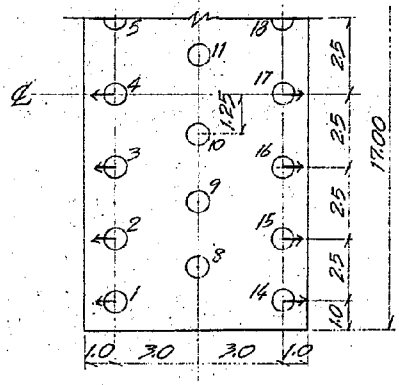
6. 他の比較設計案

6.1 その2案

詳細は付録2.7参照。ただ、下部構造のP_5（固定橋脚）は、その1案P_3と等しい安全性をとたせるため、P_3と同様に変更している。

くい反力は、付録4参照。





注) 路頂標高は付録2-7の資料の値と異なるが、ここに示す値は、第1案の路頂高に、第1案と第2案との腹板高の差をプラスしたものである。

φ812.8 鋼ぐい
20本 (直ぐい：6 斜ぐい：14)

図 6.1

	W (t)	x'	y	Mx	My
1	1.2×17.5×0.5×2.5 = 26	0	6.05	0	157
2	1.2×½(10.4+17.5)×1.5×2.5 = 63	0	5.10	0	322
3	1.2×10.4×2.6×2.5 = 81	0	3.00	0	243
4	½(1.6+8.0)×17.0×0.5×2.5 = 102	0	1.38	0	141
5	8.0×17.0×1.2×2.5 = 408	0	0.60	0	245
計	680				1,108

$$y = \frac{My}{W} = 1.63 \text{ m}$$

浮力

$$\text{Max. Buo} = (8.0\times17.0\times1.2 + \tfrac{1}{2}(1.6+8.0)\times17.0\times0.5 + 1.2\times1.8\times10.4)\times1.03$$
$$= 233\ t$$
$$\text{Min. Buo} = 210\ t$$

表6.1

(a) 荷重の大きさと作用位置

1	2		3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
			上部構造からの荷重					躯体およびフーチング				
			D.L	L.L	Σ	x	y	W_B	B_{WB}	W_B-B	x	y
1	常時	ℓef	562	288	850	0	6.50	680	210	470	0	1.63
2		R	562	288	850	0	8.48	680	210	470	0	1.63
3	地震時	ℓef −Kv	506	—	506	0	6.50	612	233	379	0	1.63
4		ℓef +Kv	618	—	618	0	6.50	748	210	538	0	1.63
5		R −Kv	506	—	506	0	8.48	612	233	379	0	1.63
6		R +Kv	618	—	618	0	8.48	748	210	538	0	1.63

(b) 作用外力　　表6.2

1	2		3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
			V (t)					H (t)			M (t-m)			$e=\frac{\Sigma M}{\Sigma V}$ (m)
			R_{556}	W_B	B	W_B-B	V	R_{556}	W_B	H	R_{556}	W_B-B	M	
1	常時	ℓef	850	680	210	470	1.320	—	—	0	—	—	0	0
2		R	850	680	210	470	1.320	—	—	0	—	—	0	0
3	地震時	ℓef −Kv	506	612	233	379	885	-307	-136	-443	-1995	-222	-2217	-2.61
4		ℓef +Kv	618	748	245	538	1.156	-307	-136	-443	-1995	-222	-2217	-1.98
5		R −Kv	506	612	268	379	885	-113	-136	-249	-958	-222	-1180	-1.39
6		R +Kv	618	748	245	538	1.156	-113	-136	-249	-958	-222	-1180	-1.05

6.2 第3案

付録2.11がもとであるが，第2案同様 P_4（固定橋脚）をつぎのように変更した。くい反力は付録4に示す。

	W (t)	x'	y	Mx'	My
1	2.4×17.5×0.5×2.5 = 52	0	6.05	0	314
2	2.4×½(10.4+17.5)×1.5×2.5 = 126	0	5.10	0	643
3	2.4×10.4×2.6×2.5 = 162	0	3.00	0	486
4	−2.1×4.0×2.6×2.5 = −55	0	3.00	0	−165
5	½(2.8+14.0)×19.5×0.5×2.5 = 205	0	1.38	0	283
6	4.0×19.5×1.2×2.5 = 816	0	0.60	0	490
計	1.306				2.051

$$\gamma = \frac{My}{W} = 1.57$$

杭力

$$\text{Max } P_{RB} = (14.0 \times 19.5 \times 1.2 + \tfrac{1}{2}(2.3+14.0) \times 19.5 \times 0.5 + 3.4 \times 1.8 \times 10.4) \times 1.03 = 408^{t}$$

$$\text{Min } P_{RB} = 363^{t}$$

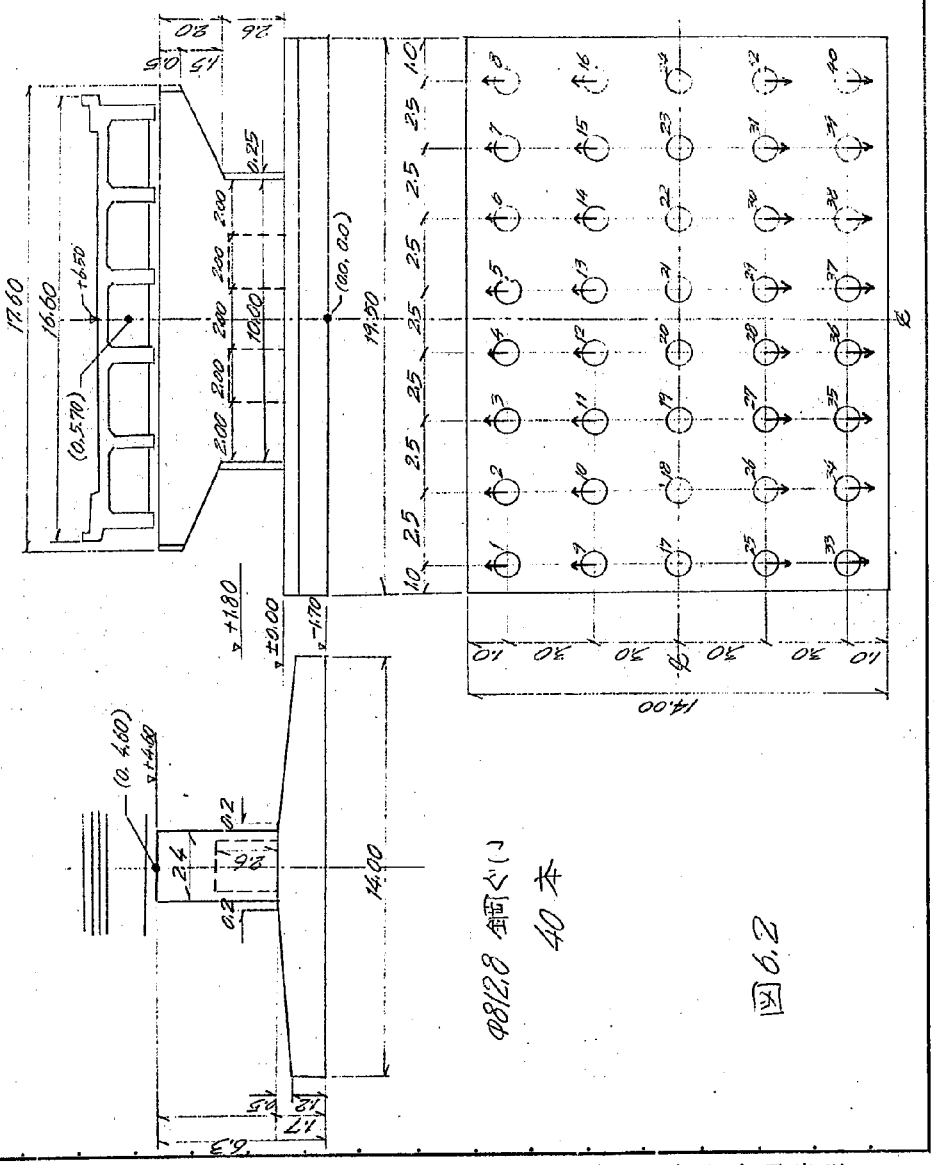


図 6.2

表6.3

(a) 荷重の大きさと作用位置

1	2		3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
			上部構造からの荷重					躯体およびフーチング				
			D.L	L.L	Σ	x	y	W_B	BW_B	W_H-B	x	y
1	常時	ℓℓ	1032	213	1245	0.0	6.30	1306	363	943	0.0	1.57
2		𝕃	1032	213	1245	0.0	7.40	1306	363	943	0.0	1.57
3	地震時	ℓℓ -Kv	1032	—	1032	0.0	6.30	1175	408	767	0.0	1.57
4		ℓℓ +Kv	1032	—	1032	0.0	6.30	1437	363	1074	0.0	1.57
5		𝕃 -Kv	1032	—	1032	0.0	7.40	1175	408	767	0.0	1.57
6		𝕃 +Kv	1032	—	1032	0.0	7.40	1437	363	1074	0.0	1.57

(b) 作用外力　　表6.4

1	2		3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
			V (t)					H (t)			M (t-m)			$e=\frac{\Sigma M}{\Sigma V}$
			$R_{S-4.5}$	W_B	B	W_B-B	V	$R_{S-4.5}$	W_B	H	R_S	W_B-B	M	(m)
1	常時	ℓℓ	1245	1306	363	943	2188	—	—	0	—	—	0	0.0
2		𝕃	1245	1306	363	943	2188	—	—	0	—	—	0	0.0
3	地震時	ℓℓ -Kv	929	1175	408	767	1696	-605	-261	-866	-3810	-410	-4220	-2.49
4		ℓℓ +Kv	1135	1437	363	1074	2209	-605	-261	-866	-3810	-410	-4220	-1.91
5		𝕃 -Kv	929	1175	408	767	1696	-206	-261	-467	-1524	-410	-1934	-1.14
6		𝕃 +Kv	1135	1437	363	1074	2209	-206	-261	-467	-1524	-410	-1934	-0.88

6.3　第4案

全体の構成は概略設計比較図に示すとおりであって，文献5)の資料にもとづいている。したがって，上部構造は略す。

6.3.1　上部構造からの荷重

(1) 死荷重

付録 2.2, p.115, 2.9.2 のうち 鋼重のみをかえる。

1) 鋼重　　0.135 × 16.0　　= 2.160

〔文献 No.5, p.86 図表 9.9 より B=11.5 のときより推定〕

ii) 舗装，床版，公共添加物，その他 ＝ 10.600

iii) 計 12.760 t/m

(2) 活荷重

i) $i = \frac{20}{50+34.0} = 0.238$

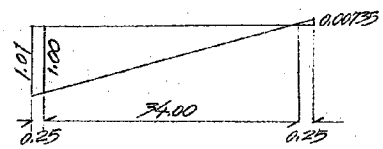
ii) $P_{Lri} = 5.0\,t/m \times (5.5+7.5\times\frac{1}{2}) \times 1.238 = 57.3\,t$

iii) $P_{Lri} = 0.35 \times (5.5+7.5\times\frac{1}{2}) \times 1.238 = 4.1\,t$

iv) $g = 0.35 \times 30 = 1.05\,t$

(3) 下部構造への反力

(a) 影響線および影響面積



$A_d = (1.01\times34.25 + 0.25\times0.00735)\times\frac{1}{2} \fallingdotseq 17.3$

$A_l = 1.01\times34.25\times\frac{1}{2} \fallingdotseq 17.3$

(b) 反力

i) 常時

表 6.5

	橋軸および橋軸直角方向												
	R_d			R_l									$\Sigma = R_d + R_l$
	W_d	A_d	R_d	P_{Lri}	η_l	R_p	P_{Lri}	A_l	R_p	g	$R_g = A_l \cdot g$	$\Sigma = R_p + R_p + R_g$	
可動支承および固定支承	t/m		t	t									
	12.76	17.3	22.1	57.3	1.01	57.8	4.1	17.3	71	1.05	18.2	147.0	368

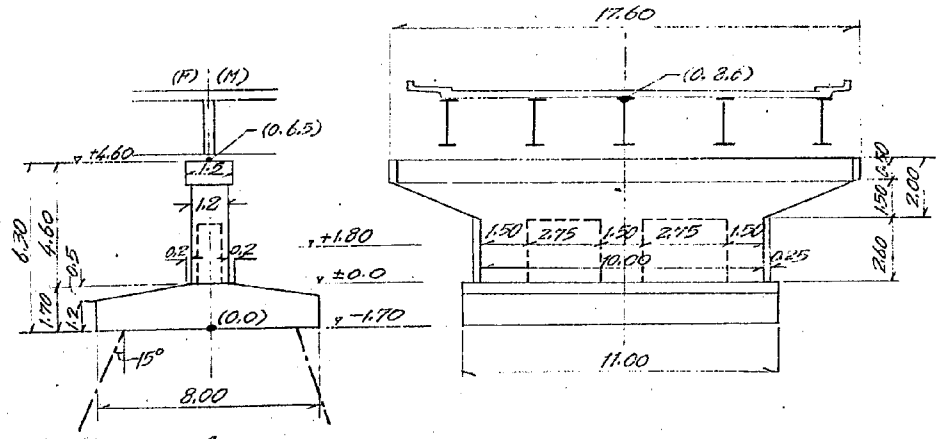
橋脚1基あたりでは， $R_d\times2 + 2(R_p + R_g) + R_p$

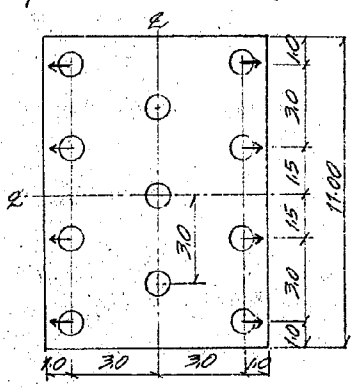
$= 442^t + 178.4^t + 57.8^t = 678^t$

ii) 地震時 表 6.6

	橋軸方向								橋軸直角方向						
	鉛直					水平			鉛直				水平		
	$-K_V(0.1)$			$+K_V(0.1)$		K_H			$-K_V$		$+K_V$		K_H		
	R_d	$-R_d$	Σ	$+R_d$	Σ	R	K_H	H	$-R_d$	Σ	$+R_d$	Σ	R	K_H	Σ
可動	221 t	-22 t	199 t	+22 t	243 t	221 t	0.25 t	55 t	-22	199	+22	243	221×2	0.2	88
固定	221	-22	199	+22	243	221×2	0.2	88	同上	〃	〃	〃	〃	〃	〃

6.3.2 下部構造





φ812.8 鋼ぐい
11 本 (直：3 斜：8)

図 6.3

			x'	y	Mx	My
1	1.5×17.5×0.5×2.5	= 33	0	6.05	0	200
2	½(10.4+17.5)×1.2×1.5×2.5	= 63	0	5.10	0	322
3	1.2×10.4×2.6×2.5	= 81	0	3.00	0	243
4	-0.9×5.5×2.6×2.5	= -32	0	3.00	0	-96
5	½(1.6+8.0)×11.0×0.5×2.5	= 66	0	1.38	0	91
6	8.0×11.0×1.2×2.5	= 264	0	0.60	0	159
計		475				919

$$y = \frac{My}{W} = 1.93$$

浮力

$$MaxB_{WB} = (8.0\times1.2\times11.0 + \tfrac{1}{2}(1.6+8.0)\times11.0\times0.5 + 1.2\times1.8\times10.4)\times1.03 = 150^{t}$$

$$MinB_{WB} = 127^{t}$$

6.3.3 杭案 橋脚(固定と可動の両方のっているもの)総括

(a) 荷重の大きさと作用位置

表6.7

1	2		3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
			上部構造からの荷重					躯体およびフーチング				
			DL	LL	Σ	x	y	W_B	B_{WB}	W_B-B	x	y
1	常時	Hel	442	236	678	0.0	6.50	475	127	348	0.0	1.93
2		LR	442	236	678	0.0	8.60	475	124	348	0.0	1.93
3	地震時	Hel -Kh	398	—	398	0.0	6.50	427	150	277	0.0	1.93
4		Hel +Kh	486	—	486	0.0	6.50	523	127	396	0.0	1.93
5		LR -Kh	398	—	398	0.0	8.60	398	150	277	0.0	1.93
6		LR +Kh	486	—	486	0.0	8.60	486	127	396	0.0	1.93

(1.3): 221×2=442 (1基あたり)
(1.4): 1基あたりL.L.

(b) 作用外力

表6.8

1	2		3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
			V (t)					H (t)			M (t·m)			$e=\frac{\Sigma M}{\Sigma V}$ (m)
			R_3	W_B	B	W_B-B	V	R_3	W_B	H	R_3	W_B-B	M	
1	常時	Hel	678	475	127	348	1.026	—	—	0	—	—	0	0.0
2		LR	678	475	127	348	1.026	—	—	0	—	—	0	0.0
3	地震時	Hel -Kh	398	427	150	277	675	-88	-95	-183	-572	-183	-755	-1.18
4		Hel +Kh	486	523	127	396	882	-88	-95	-183	-572	-183	-755	-0.89
5		LR -Kh	398	427	150	277	675	-88	-95	-183	-756	-183	-939	-1.47
6		LR +Kh	486	523	127	396	882	-88	-95	-183	-756	-183	-939	-1.10

(3.3): 199^t×2, (3.8): 表6.7の(3.3)×0.2
(4.3): 243^t×2, (3.9): 表6.7の(3.9)×0.2

6.4 第5案

全体の構成は概略設計比較図に示すとおりである。

6.4.1 上部構造

上部構造は文献6)に示す標準設計より推定する。

ケタ高は L=34.2m, B=8.5m より推定して 1800 (床版下面まで 1650) とする。

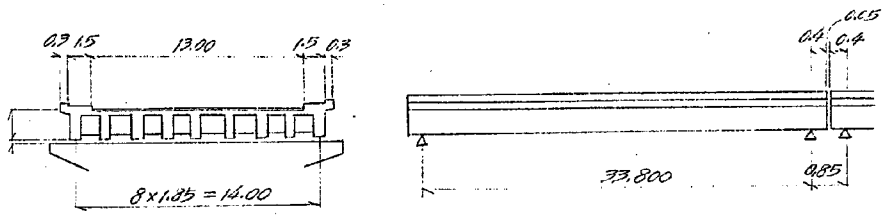


図 6.4

6.4.2 下部構造に作用する上部構造からの荷重

(1) 死荷重

i)	コンクリート	$0.52\ ^{m^3/m^2} \times 16^{m} \times 25^{t/m^3}$ (文献(6) P.7 付図-5より)	$= 20.8^{t/m}$
ii)	舗装	$0.12 \times 13 \times 2.3$	$= 3.0$
		$0.03 \times 3 \times 2.3$	$= 0.2$
iii)	高欄,地覆		0.5
iv)	水道管		0.19
v)	電信ケーブル		0.09
vi)	その他		0.22
	計		25.0 t/m

(2) 活荷重

i) $i = \frac{20}{50+\ell} = \frac{20}{83.8} = 0.24$

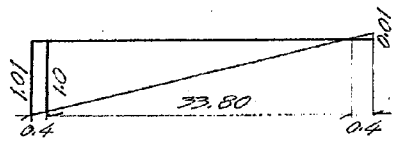
ii) $P_\ell + i = 5.0 \times (5.5 + 9.5 \times \frac{1}{2}) \times 1.24 = 57.4^{t}$

iii) $P_\ell + i = 0.35 \times (\quad 〃 \quad) \times 1.24 = 4.2$

iv) $g = 0.35 \times 3.0 = 1.05$

(3) 下部構造への反力

(a) 影響線および影響面積



$A_d = (1.01 \times 34.2 + 0.01 \times 0.4) \frac{1}{2}$
$= 17.3$
$A_l = 17.3$

(b) 反力

(i) 常時

表－6.9

	橋軸方向および橋軸直角方向反力												
	R_d			R_e									$R_d + R_e$
	w_d	A_d	R_d	P_e+i	η_e	R_P	P_g+i	A_e	R_P	g	R_g	$\Sigma=R_P+R_g+R_g$	
可動および固定支点	t/m 25.0	17.3	t 443	57.4	1.01	57.9	4.2	17.3	7.3	10.5	18.2	149.1	592.

(注) 橋脚1基あたり

$2 \times R_d + 2 \times (R_P + P_g) + R_P$
$= 886 + 182.4 + 57.9 = 886 + 240 = 1,126^t$

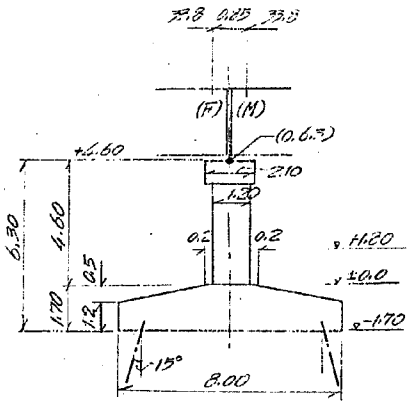
(ii) 地震時

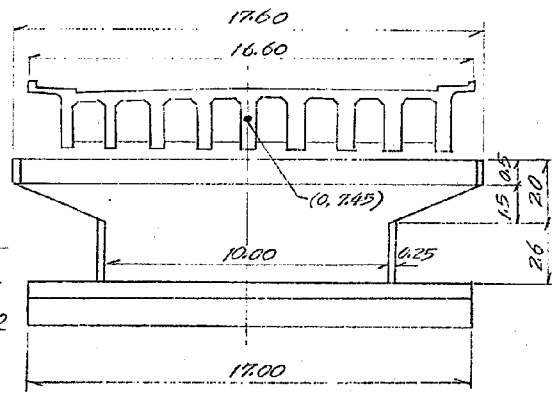
表－6.10

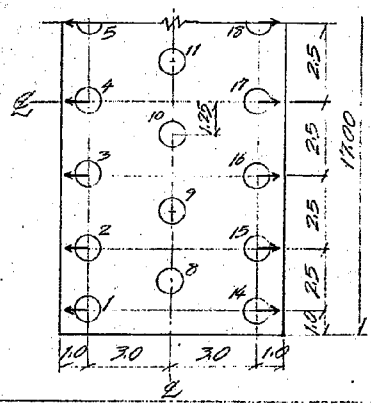
	橋軸方向 ($\eta_e l$)								橋軸直角方向 (R_e)						
	鉛直方向					水平			鉛直				水平		
	$-K_V(0.1)$			$+K_V(0.1)$		K_H			$-K_V$		$+K_V$		K_H		
	R_d	$-R_d$	Σ	$+R_d$	Σ	R	K_H	H	$-R_d$	Σ	$+R_d$	Σ	R	K_H	Σ
可動	443	-44	399	+44	487	443	0.25	111	-44	399	+44	487	443 ×2	0.2	177
固定	443	-44	399	+44	487	443 ×2	0.2	177	-44	399	+44	487	443 ×2	0.2	177

(注) 鉛直方向の橋脚1基あたりはこの値の2倍

6.4.3 下部構造







φ812.8 (鋼管心)

20本 (直斜: 6/14)

図 6.5

	W (t)		x'	y	$M_{x'}$	M_y
1	2.1×17.5×0.5×2.5	= 46	0	6.05	0	278
2	1.2×½(10.4+17.5)×1.5×2.5	= 63	0	5.10	0	322
3	1.2×10.4×2.6×2.5	= 81	0	3.00	0	243
4	½(1.6+8.0)×17.0×0.5×2.5	= 102	0	1.38	0	141
5	8.0×17.0×1.2×2.5	= 408	0	0.60	0	245
計		700				1,229

$$y = \frac{M_y}{W} = 1.76\ m$$

浮力

$$MaxB_{WB} = (8.0\times17.0\times1.2 + \tfrac{1}{2}(1.6+8.0)\times17.0\overset{\times0.5}{\}} + 1.2\times1.8\times10.4)\times1.03 = 234\ t$$

$$MinB_{WB} = 210\ t$$

6.4.4 矩形橋脚（固定と可動が両方かっこいるとき）の結果

(a) 荷重の大きさと作用位置

表6.11

	1	2		3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
				上部構造からの荷重					躯体およびフーチング				
				D.L	L.L	Σ	x	y	W_B	B_{WB}	W_B-B	x	y
1	常時	IIel		886	240	1126	0	6.30	700	210	490	0	1.76
2	常時	IR		886	240	1126	0	7.45	700	210	490	0	1.76
3	地震時	IIel	-K_T	797	—	797	0	6.30	630	234	396	0	1.76
4	地震時	IIel	+K_T	975	—	975	0	6.30	770	210	560	0	1.76
5	地震時	IR	-K_T	797	—	797	0	7.45	630	234	396	0	1.76
6	地震時	IR	+K_T	975	—	975	0	7.45	770	210	560	0	1.76

(b) 作用外力

表6.12

	1	2		3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
				V (t)					H (t)			M (t-m)			$e=\frac{\Sigma M}{\Sigma V}$ (m)
				R_S	W_B	B	W_B-B	V	R_S	W_B	H	R_S	W_B-B	M	
1	常時	IIel		1126	700	210	490	1616	—	—	0	—	—	0	0
2	常時	IR		1126	700	210	490	1616	—	—	0	—	—	0	0
3	地震時	IIel	-K_T	797	630	234	396	1193	-177	-140	-317	-1120	-246	-1366	-1.15
4	地震時	IIel	+K_T	975	770	210	560	1535	-177	-140	-317	-1120	-246	-1366	-0.91
5	地震時	IR	-K_T	797	630	234	396	1193	-177	-140	-317	-864	-246	-1110	-0.96
6	地震時	IR	+K_T	975	770	210	560	1535	-177	-140	-317	-945	-246	-1191	-0.79

(3,8)：表6.11の(3,3)×0.2

(3,9)：〃　(3,8)×0.2

新青柳橋基本計画報告書

3篇　基本計画図

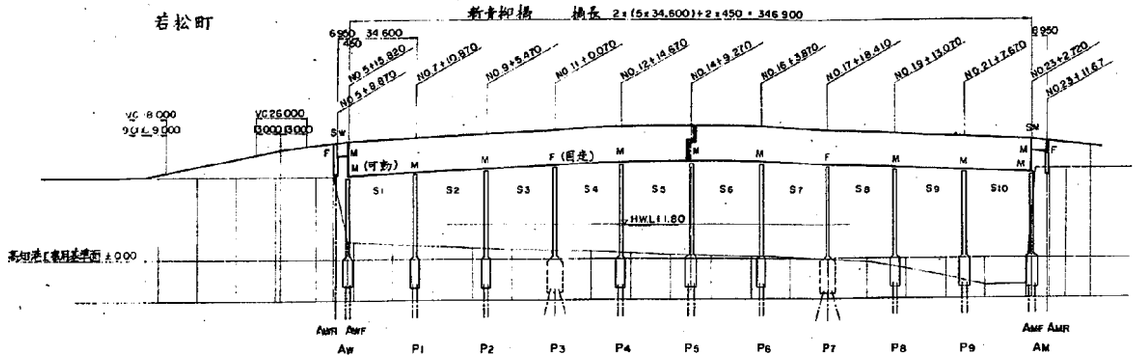
1/8　道路計画一般図
2/8　計画条件図
3/8　透視図
4/8　一般図
5/8　上部構造概要図(1)
6/8　上部構造概要図(2)
7/8　下部構造概要図(1)
8/8　下部構造概要図(2)

昭和40年11月

建設省土木研究所

縦断面図

H=1/1000　0 10 20 30m　　V=1/100　0 1 2 3m



道路計画表

測点	NO.0	NO.1	NO.2	NO.3	NO.4	NO.5	NO.6	NO.7	NO.8	NO.9	NO.10	NO.11	NO.12	NO.13	NO.14	NO.15	NO.16	NO.17	NO.18	NO.19	NO.20	NO.21	NO.22	NO.23	NO.24	NO.25
累加距離	0.0	14.03	20.00	40.00	60.00	82.22	100.00	116.89	136.00	156.00	176.00	196.00	216.00	235.93	255.00	275.27	295.27	315.00	335.13	355.13	375.00	395.00	415.00	435.00	459.72	492.37
単距離	0.0	14.03	5.97	20.00	20.00	22.22	17.78	16.89	19.11	20.00	20.00	20.00	20.00	19.93	19.07	20.27	20.00	19.73	20.00	20.00	19.87	20.00	20.00	20.00	24.72	32.65
追加距離						2.22																			4.72	7.93
地盤高	4.195	4.195	4.195	4.195	4.195	4.195	4.195	4.195	4.195	4.195	4.195	4.195	4.195	4.195	4.195	4.195	4.195	4.195	4.195	4.195	4.195	4.195	4.195	4.195	4.195	4.195
計画高	4.195	4.195	4.316	4.723	5.130	5.537	5.820	6.017	6.370	6.519	6.629	6.729	6.789	6.838	6.857	6.857	6.838	6.785	6.721	6.622	6.509	6.360	6.204	6.033	5.910	5.703
計画高	4.195	4.195	4.195	4.195	4.195	4.195	4.195	0.778	0.680	0.581	0.484	0.403	0.375	0.275	0.206	0.185	0.156	0.131	0.049	-0.050	-0.130	-0.301	-0.456	-0.588	3.062	
勾配						0.000																				
縦断曲線																										
縦断曲線																										

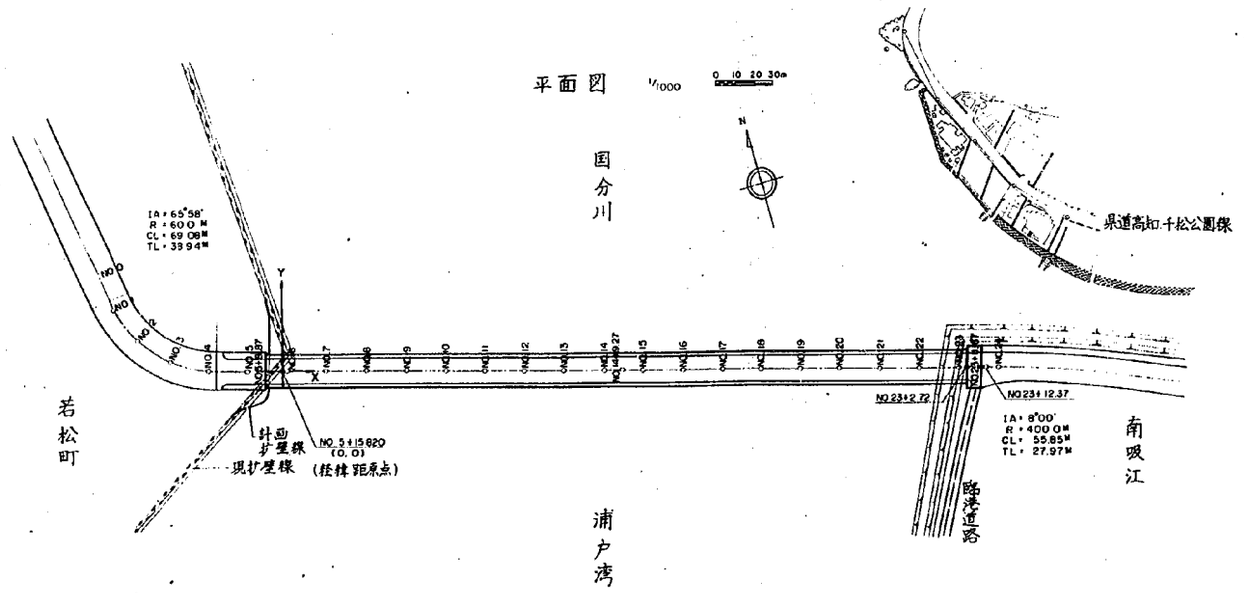
Level　+3%　+1%　1/200 放物線勾配　-1%

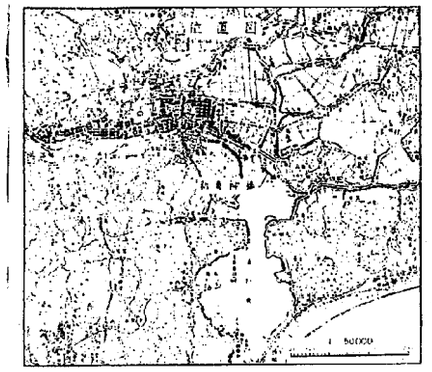
IA=65°56', R=60M, CL=69.08, TL=38.94

IA=8°00', R=400M, CL=55.85, TL=27.97

平面図

1/1000　0 10 20 30m





横断面図

1/200　0 5 10m

NO.0 (0.00)

20.000　+4.20　C=10.2　B=7.4　C'=0.8　C'=0.8

NO.5+6.87 (106.87)

20.000　13.000　3.500　3.500　1.5%　1.5%　B=10　C'=11　B=27.7　B'=10　C'=11

橋梁部標準横断面

16.000　13.000　1.500　1.500　300　100　200　1.5%　1.5%　600　1000　1200　4×3.400=13.600　1800　1500　1788

NO.23+12.37 (472.37)

16.500　3.500　+5.9035　+5.7535　+4.00　B (盛土)=2.85　Ba (路肩)=2.4　Bs (歩道)=3.5　C1 (法面勾配)=1.7　C2 (法面勾配)=3.1　勾配=0.3　1.50　1.0　±0.00

NO.24+12.37 (492.37)

18.000　+5.6218　+5.7035　+5.9245　F=21.8　B1=2.4　B2=3.3　C1=1.5　C2=3.1　C0=0.3

取付道路車道部舗装標準仕様

花工図　仕上図

合計 69t/100m²
合計 69t/100m²
合計 115t/100m²
15回
20回
材料: 路盤
種子 100×0.2 =26.2m²/100m²
アスファルト 1t/m²
プライムコート 0.8t/m²

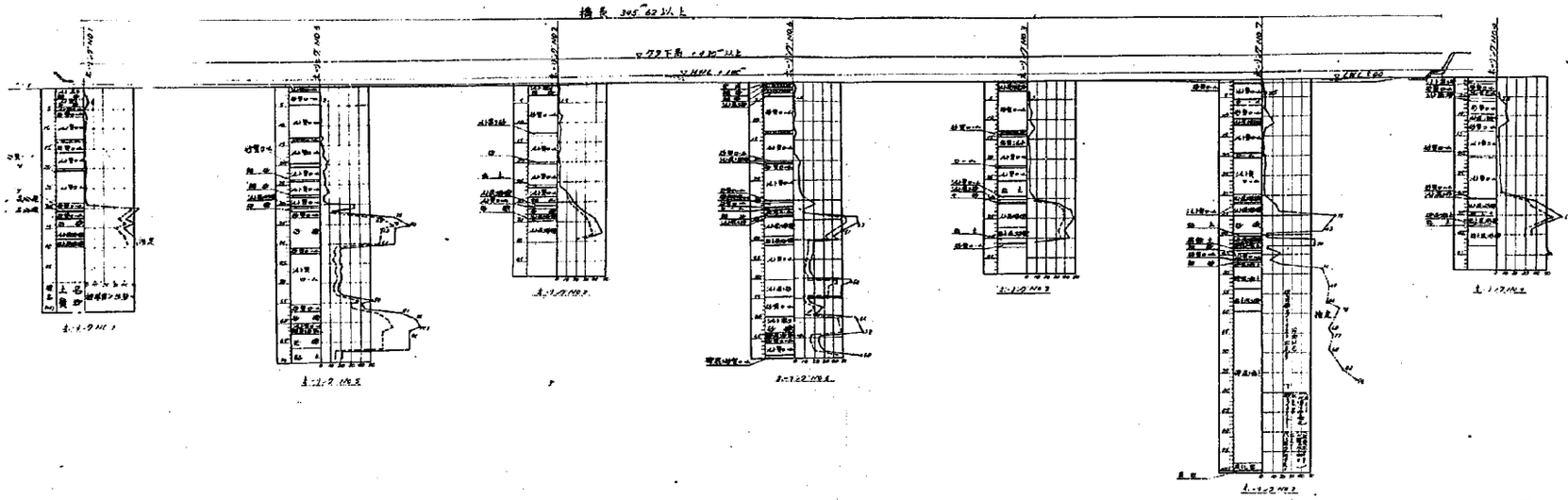
注; 高知県作成道路計画図による.

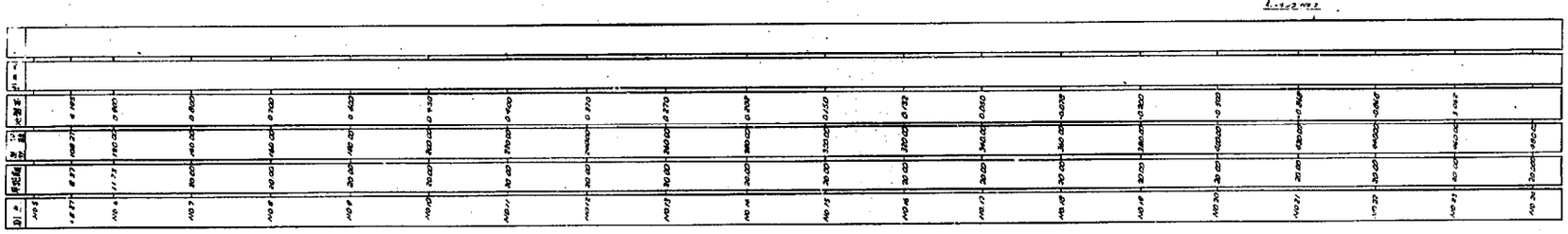
I事種別: 都市計画街路事業橋梁架設
路線名: I号3級6号新郷変仁井田線
I事箇所: 高知市若松町~高知市台山町海工

新青柳橋基本計画			
図名	道路計画一般図		
予算名	昭和40年度 高知基交託 新青柳橋の設計指導		
路線箇所	一般地方道 I-3-6 新郷変仁井田線 高知市若松町~南吸江		
計画	—	照査	
備考	整理 乡田	図番	1/8

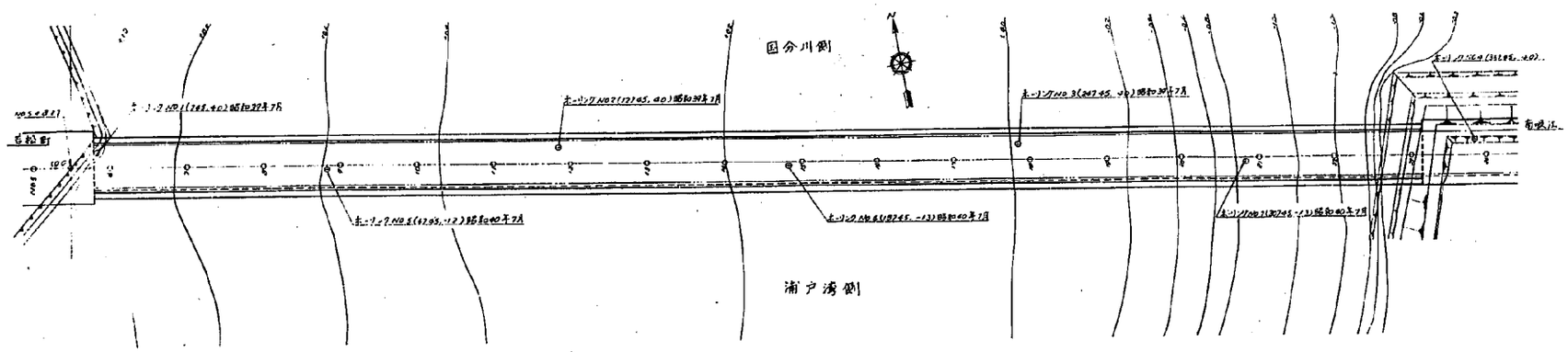
建設省土木研究所

縦断図，地盤調査図 1/500



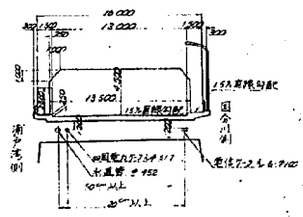


平面図 1/500



計画条件表

一般	橋名	新青柳橋
	所在地	高知市長浜～高知市仁井田
	形式	鋼3径間連続非合成鈑桁橋
	道路	一般道(1.2-20)
	橋長	345.62m以上
	幅員	15.0m
	斜角	90°
建築限界	橋上	幅15.00m 高4.50m
	ケタ下	橋中央 5.11m(L=180.33m)
縦断勾配	縦断	2.3% 放物線
	横断	2.0%
公共施設物		水道管 φ150 電信ケーブル
上部構造	橋種形式	鋼 鋼上路3主ケタ橋
		PC 鋼上路3主ケタ橋
	使用材料	鋼 SS400(t>40mm) SM490 SM570
		PC
	床版	鋼 RC床版 σck=240kg/cm² 鉄筋SD345
		PC RC床版
	舗装	鋼 アスファルト(平均5cm 平均5cm)
		PC アスファルト
	ケタ間	防止 鉄筋中央 支点上に1箇所ずつ
下部構造	形式	鉄 RC 杭基礎ラーメン橋台
		基礎 鉄筋コンクリート杭(場所打)
	設計荷重	鉄道 死荷重 活荷重
		鉄 水平 0.0 鉛直 0.0
	支点～前面基本位置	15° (斜時)
	使用材料 コンクリート	鉄 σck=240kg/cm²
		基礎 コーティング 15mm 2回 R仕様 0.2kg/m²
	鉄筋	鉄 SD30 (σsa=2,000kg/cm²)
		鋼 SD30 (σsa=1,600kg/cm²)
	支持地盤	洪積 N≧50



[注]

1 縦断図，地盤調査図

(1) 地盤調査図は引用資料(3)-(4)による。ボーリング深度は標高による。

(2) 標高は高知港工事用基準面を基準とする。

(3) 引用資料(3)-(4)-(5)による。粘性土層中N値の点検は次式によってロットの良否の判定を行った。

$$N' = N \times \frac{\sqrt{L}}{\sqrt{L'}}$$

ただし N：補正N値，N'：実測N値，L：ロットの長さ

(4) 地盤高は引用資料(3)-(4)-(5)による。

2 平面図

(1) 公共施設物は引用資料(1)-(2)-(3)により下記の通りとする。

(A) ——·——·—— 電気通信ケーブル

(B) ——···——···—— 国営農業用水ケーブル

(C) ————————— 水道管

(2) 用語について

(A) これらの橋は片側に歩道のみと両側にあるばあいとがあるがこれらについては特に区別しない。

(B) 道路における建設深度は路面より2.0mとする。

(3) ボーリング位置は No.5-027 を引用資料(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)-(839)-(840)-(841)-(842)-(843)-(844)-(845)-(846)-(847)-(848)-(849)-(850)-(851)-(852)-(853)-(854)-(855)-(856)-(857)-(858)-(859)-(860)-(861)-(862)-(863)-(864)-(865)-(866)-(867)-(868)-(869)-(870)-(871)-(872)-(873)-(874)-(875)-(876)-(877)-(878)-(879)-(880)-(881)-(882)-(883)-(884)-(885)-(886)-(887)-(888)-(889)-(890)-(891)-(892)-(893)-(894)-(895)-(896)-(897)-(898)-(899)-(900)-(901)-(902)-(903)-(904)-(905)-(906)-(907)-(908)-(909)-(910)-(911)-(912)-(913)-(914)-(915)-(916)-(917)-(918)-(919)-(920)-(921)-(922)-(923)-(924)-(925)-(926)-(927)-(928)-(929)-(930)-(931)-(932)-(933)-(934)-(935)-(936)-(937)-(938)-(939)-(940)-(941)-(942)-(943)-(944)-(945)-(946)-(947)-(948)-(949)-(950)-(951)-(952)-(953)-(954)-(955)-(956)-(957)-(958)-(959)-(960)-(961)-(962)-(963)-(964)-(965)-(966)-(967)-(968)-(969)-(970)-(971)-(972)-(973)-(974)-(975)-(976)-(977)-(978)-(979)-(980)-(981)-(982)-(983)-(984)-(985)-(986)-(987)-(988)-(989)-(990)-(991)-(992)-(993)-(994)-(995)-(996)-(997)-(998)-(999)-(1000) の資料番号 22

(4) 引用資料 (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)-(839)-(840)-(841)-(842)-(843)-(844)-(845)-(846)-(847)-(848)-(849)-(850)-(851)-(852)-(853)-(854)-(855)-(856)-(857)-(858)-(859)-(860)-(861)-(862)-(863)-(864)-(865)-(866)-(867)-(868)-(869)-(870)-(871)-(872)-(873)-(874)-(875)-(876)-(877)-(878)-(879)-(880)-(881)-(882)-(883)-(884)-(885)-(886)-(887)-(888)-(889)-(890)-(891)-(892)-(893)-(894)-(895)-(896)-(897)-(898)-(899)-(900)-(901)-(902)-(903)-(904)-(905)-(906)-(907)-(908)-(909)-(910)-(911)-(912)-(913)-(914)-(915)-(916)-(917)-(918)-(919)-(920)-(921)-(922)-(923)-(924)-(925)-(926)-(927)-(928)-(929)-(930)-(931)-(932)-(933)-(934)-(935)-(936)-(937)-(938)-(939)-(940)-(941)-(942)-(943)-(944)-(945)-(946)-(947)-(948)-(949)-(950)-(951)-(952)-(953)-(954)-(955)-(956)-(957)-(958)-(959)-(960)-(961)-(962)-(963)-(964)-(965)-(966)-(967)-(968)-(969)-(970)-(971)-(972)-(973)-(974)-(975)-(976)-(977)-(978)-(979)-(980)-(981)-(982)-(983)-(984)-(985)-(986)-(987)-(988)-(989)-(990)-(991)-(992)-(993)-(994)-(995)-(996)-(997)-(998)-(999)-(1000) 参照

(5) 引用資料

(1) 高知都市計画設計：新青柳橋詳細平面図（資料番号）

(2) 〃 上 ：新青柳橋平面図（資料番号）

(3) 〃 上 ：縦断図（資料番号）

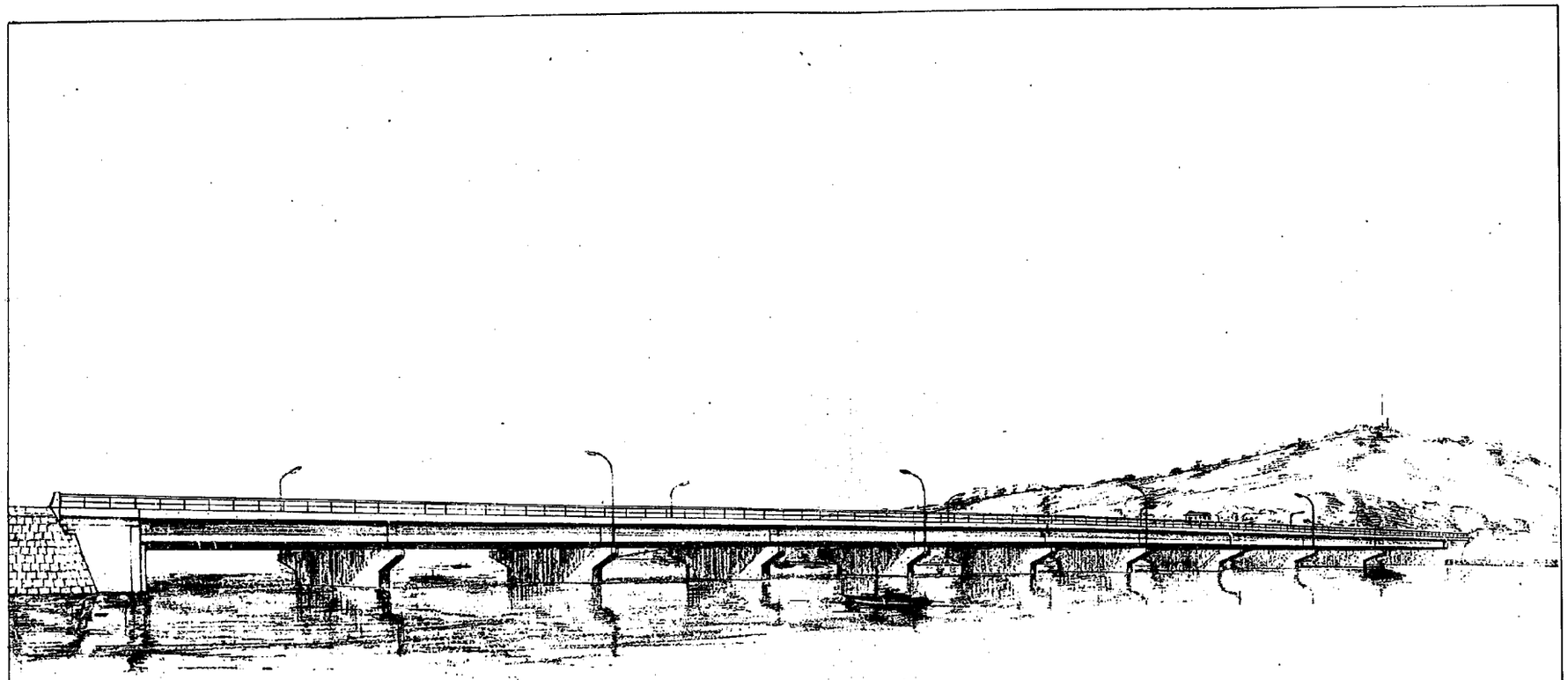
(4) 〃 上 ：鉄道関係カルバート詳細図（新青柳橋平面図、その1 資料番号 22

(5) 旧暦工事 初計画 16号国道前田尻橋地表調査工事報告書 昭和30年5月18日

(6) 補償工事：都計ケーソン工36原田理仁井田線都市計画、水事業報告書 昭和40年7月15日

(7) 社団法人日本道路協会：道路・橋下部構造構造設計：くい基礎の設計篇

新青柳橋基本計画			
図名	計画条件図		
予算名	昭和40年度 高知県委託 新青柳橋の設計指導		
路線箇所	一般地方道1-3-6 前知空仁井田線 高知市若松町～菊咲江		
計画	———	照査	———
備考	整理番号	図番	2/8
建設省土木研究所			

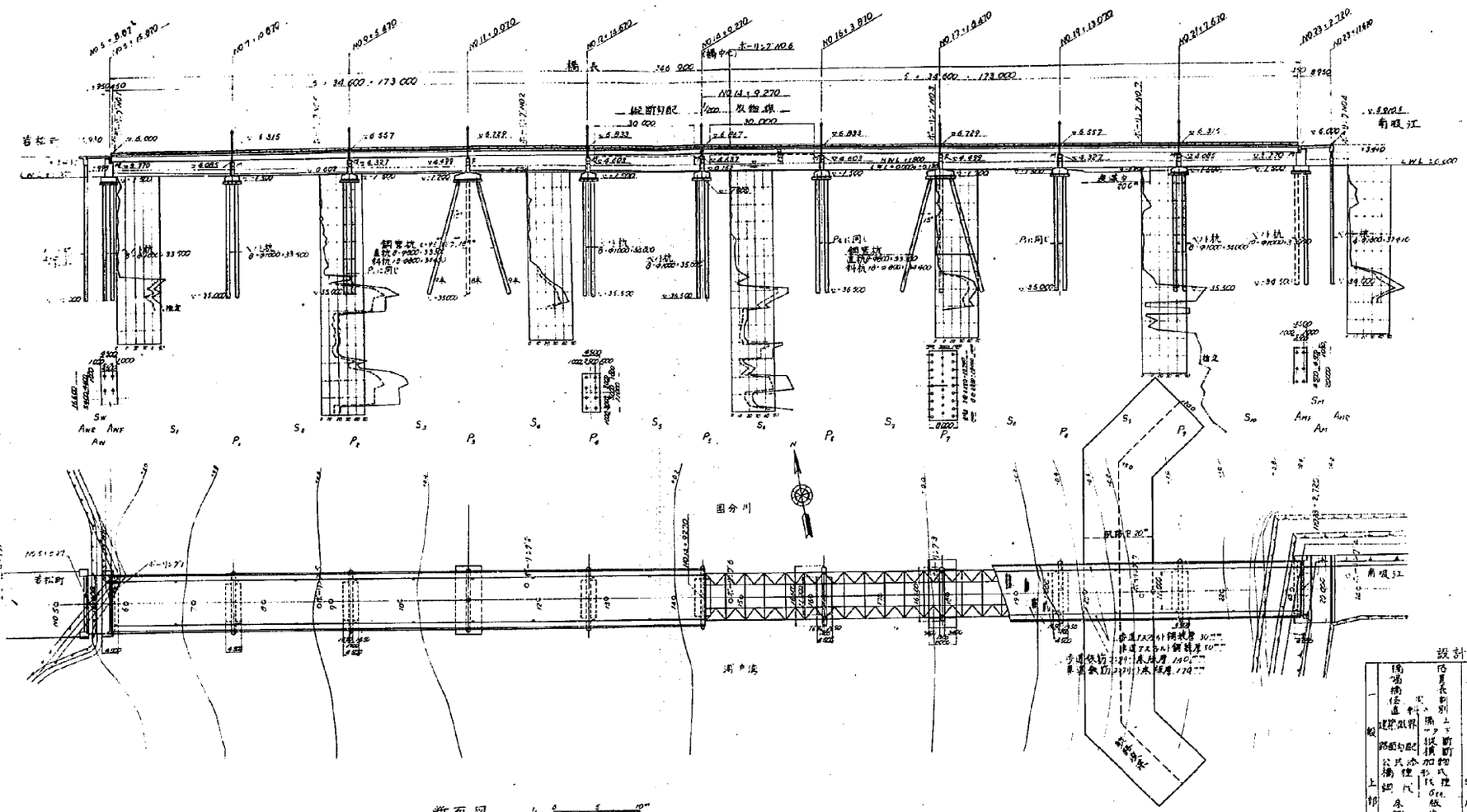


新青柳橋

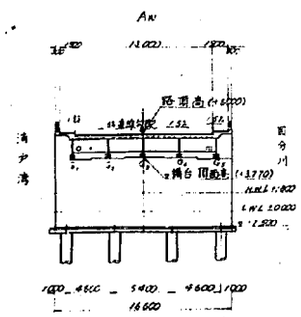
昭和40年11月

新青柳橋基本計画			
図名	透視図		
予算名	昭和40年度高知県委託 新青柳橋の設計指導		
路線箇所	一般地方道 R-3-6 南国安仁 井田線高知市若松町～南吸江		
計画	多 40-11	照査	
備考		図番	3/8
建設省土木研究所			

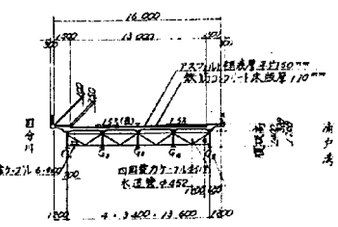
側面図 1/500

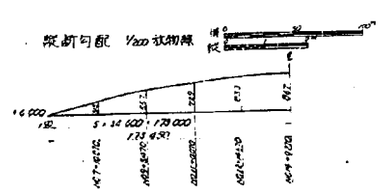


断面図 1/200



支間中央断面





(注)
1 標高は高知港工事用基準面を基準とする。
2 地形、基礎地盤の詳細は図面等の計画条件図参照。
3 路面高さの橋脚天端高はGLの位置を記入する。

設計条件表

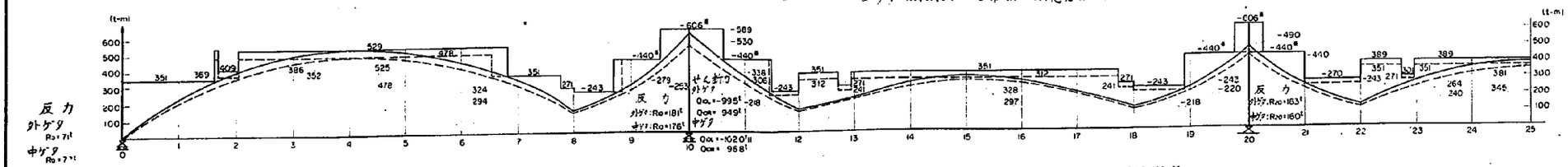
一般	橋種	一等橋 (TL-20)
	橋幅	1.50(歩)+13.00(車道)+1.50(歩)
	橋長	346.900
	径間割	5 × 34.600 = 173.000 2連
	橋軸直角	直橋
建築限界		幅 13.500m 高 4.500m
路面勾配	縦断	橋中央下り 1/803 2.53%
	横断	2% 放物線
公共添架物		歩道 4.5% 直線
		水道管、電力線、電信ケーブル
橋種		3径間連続非合成プレートガーダー橋
鋼材		SS41 SM41, HT50
		1400 kg/m², 1100 kg/m², 1000 kg/m²
床版		RC 床版 σck=240 kg/cm² 鉄筋
舗装		アスファルト 車道 5cm 防護
形式		鋼支承 可動支承 ゴム支承 RC橋脚 可動支承 ゴム支承
設計荷重		死荷重 活荷重
震度		水平 0.2 鉛直 0.1
支持地盤		15m (基礎)
使用材料		σck=240 kg/cm²
		フーチング σck=240 kg/cm²
鉄筋		SD30 (D32~) 1000 kg/cm²
		SD30 (D29~) 1100 kg/cm²
支持地盤		沖積層の粘性土 (N≦25)

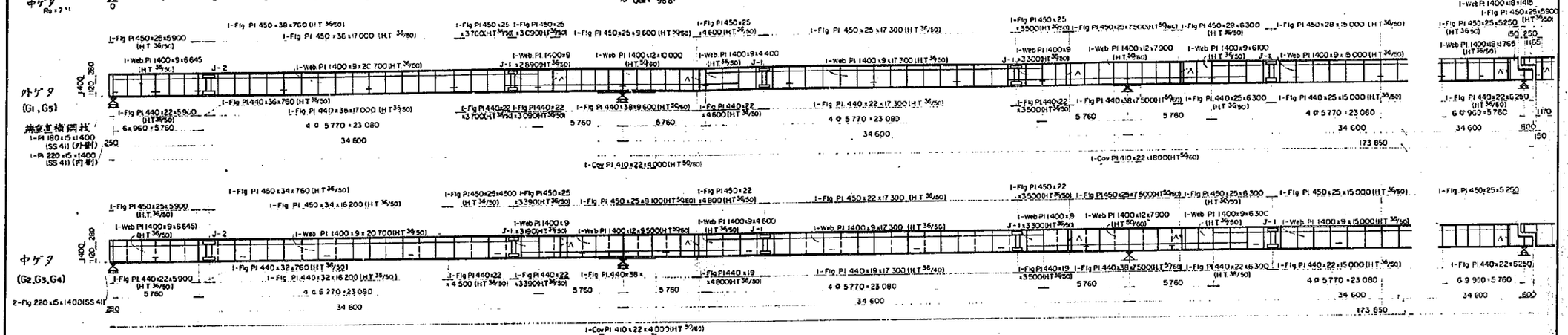
新青柳橋基本計画

図名	一般図
予算名	昭和40年度 高知県委託
	新青柳橋 A 設計指導
路線番号	一般国道33号 新居浜仁井田線、高知市若松町~前ヶ江
計画	縮尺
備考	整理番号 図番 1/8

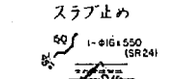
建設省土木研究所

主ゲタ曲げモーメント，抵抗モーメント図

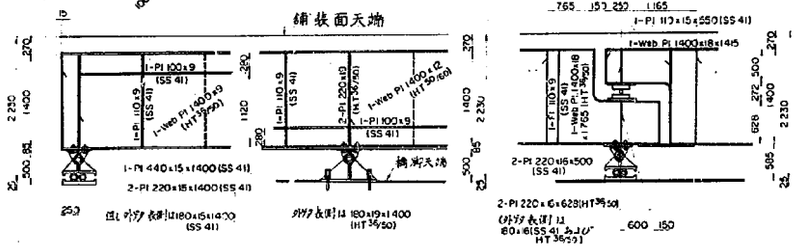




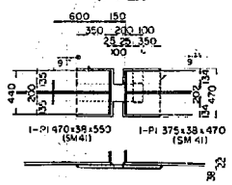
スラブ止め



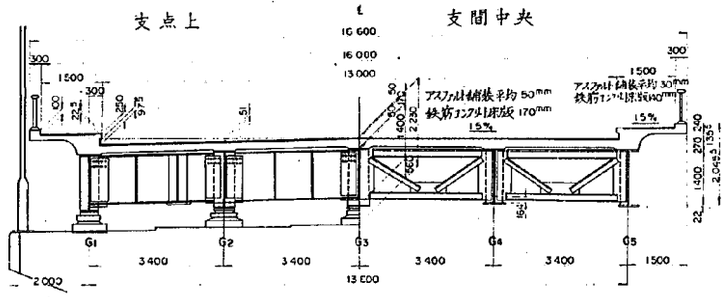
支承部付近詳細



主ゲタ下フランジ連絡詳細 (P5上)

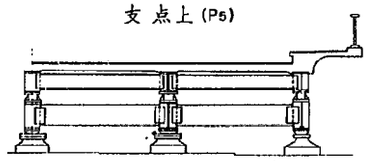


支点上

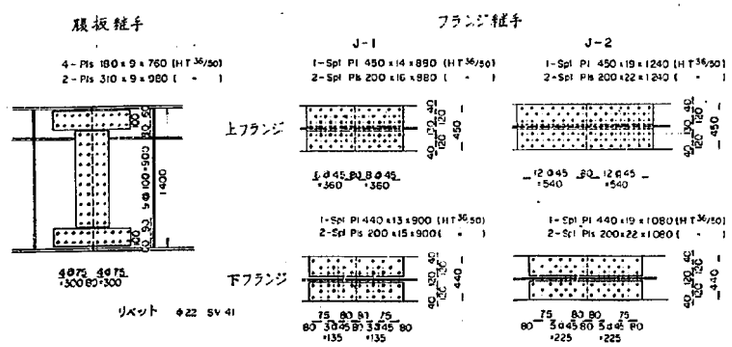


支間中央

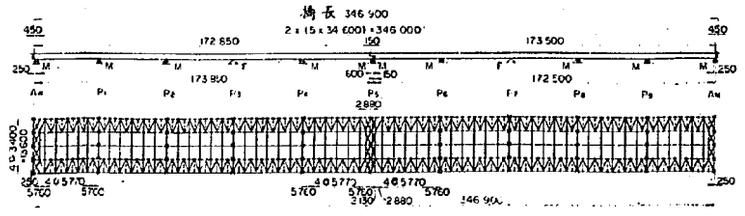
支点上 (P5)



継手部詳細

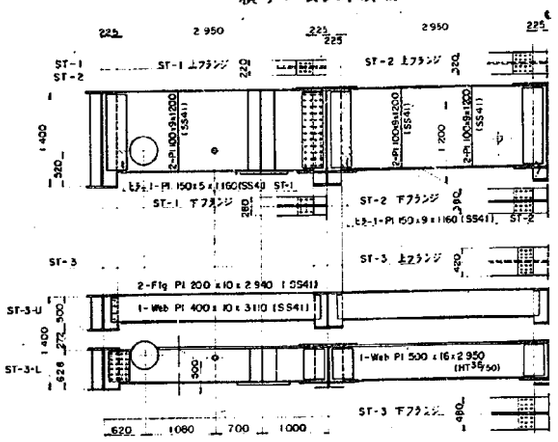


骨組図



新青柳橋基本計画			
図名	上部構造概要図－1		
予算名	昭和40年度 高知県委託 新青柳橋の設計指導		
路線箇所	一般地方道 II-3-6 高知室仁井田線 高知市昭和町～南城江		
計画		照査	
備考	整理 多田	図番	5/8
建設省土木研究所			

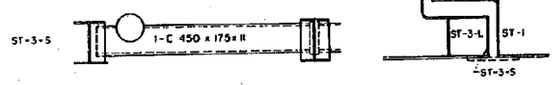
横ゲタ及び対傾構 1/30

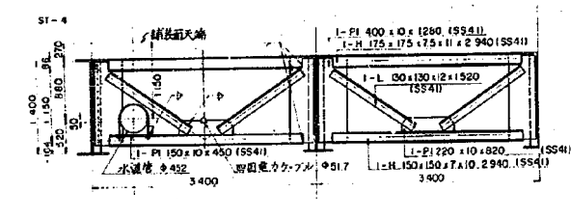


ST-1			
4 - Fig Pl	220	× 10 × 2 950	(SS41)
4 - Web Pl	1200	× 10 × 2950	(〃)
4 - Fig Pl	280	× 12 × 2950	(〃)
3 - Sol Pl	220	× 10 × 910	(〃)
3 - 〃	280	× 12 × 910	(〃)
16 - 〃	310	× 9 × 1 160	(〃)
12 - Stif Pl	120	× 10 × 1 200	(〃)
12 - 〃	100	× 9 × 1 200	(〃)
2 - Sole Pl	400	× 22 × 800	(〃)

ST-2			
4 - Fig Pl	320	× 18 × 2 950	(HT36 50)
4 - Web Pl	1200	× 10 × 2 950	(〃)
4 - Fig Pl	380	× 18 × 2 950	(〃)
3 - Sol Pl	320	× 18 × 1 070	(〃)
3 - 〃	380	× 18 × 1 070	(〃)
16 - 〃	310	× 9 × 1 160	(〃)
12 - Stif Pl	180	× 16 × 1 200	(SS41)
12 - 〃	100	× 9 × 1 200	(〃)
2 - Sole Pl	800	× 22 × 800	(〃)

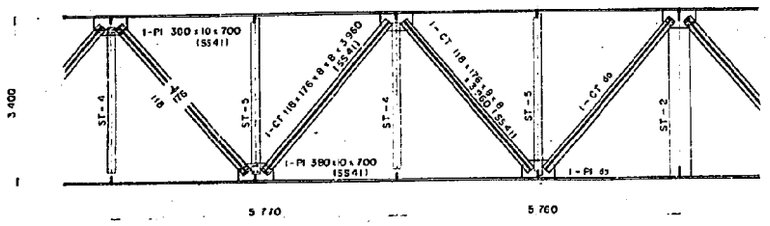
ST-3 (U,L)			
8 - Fig Pl	200	× 10 × 2 940	(SS41)
4 - Web Pl	400	× 10 × 3 110	(〃)
2 - Fig Pl	420	× 28 × 2 360	(HT36 50)
2 - 〃	〃	× 2 950	(〃)
4 - Web Pl	500	× 16 × 2 950	(〃)
4 - Fig Pl	480	× 28 × 2 950	(〃)
3 - Sol Pl	420	× 28 × 910	(〃)
3 - 〃	480	× 28 × 910	(〃)
16 - 〃	310	× 9 × 460	(〃)
12 - Stif Pl	180	× 16 × 500	(SS41)
2 - Sole Pl	400	× 22 × 800	(〃)



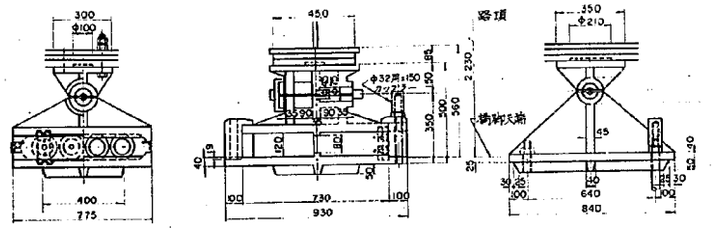


ST-4, ST-5
図示の通り。但しST-4の電信ケーブル取付(国分川側)の準備はST-5に設けるものとする。

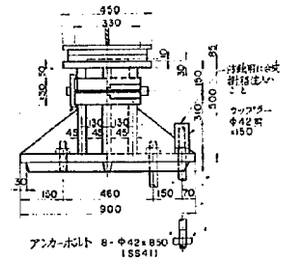
下横構 1/40



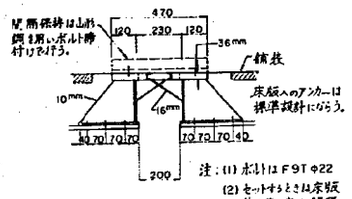
可動沓 (AW, AWF上は反力小につき、この沓を基準にして小さくする。)

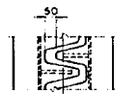


固定沓

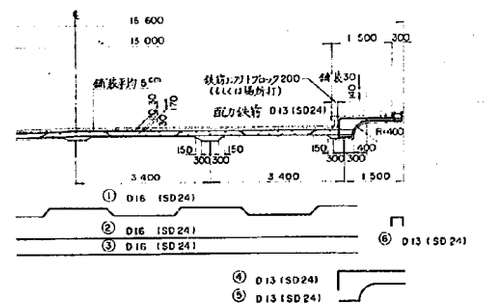


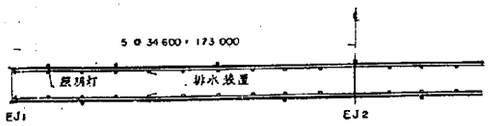
伸縮継手 (EJ1)



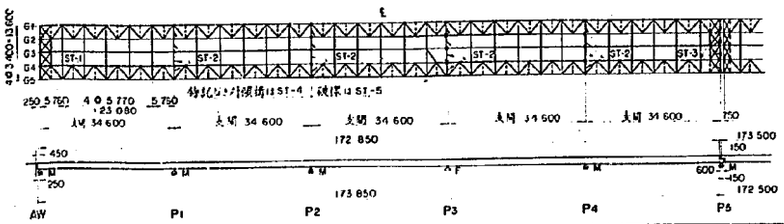


床版





骨組図 1/500



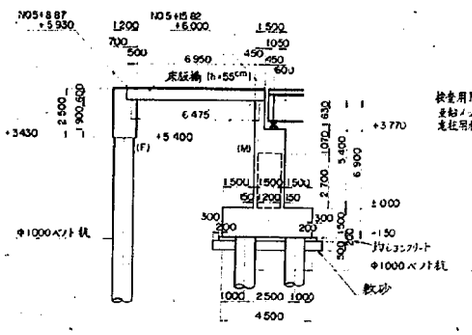
特記なき片側橋はST-4、破線はST-5

新青柳橋基本計画			
図名	上部構造既要図-2		
予算名	昭和40年度 高知県委託 新青柳橋の設計概要		
路線箇所	一般比方道 T-3-6 南部堅仁井田線 高知市若松町~前浜江		
計画		照査	
備考	整理 多田	図番	6/8
建設省土木研究所			

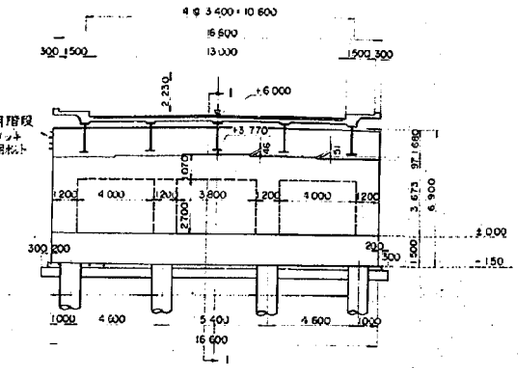
若松町側橋台 (Aw) 1/100

0 1 2 3m

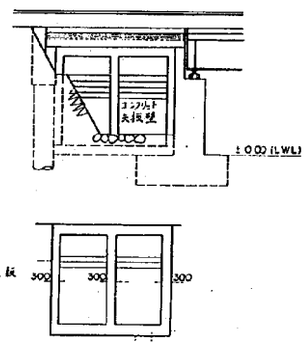
I-I 断面



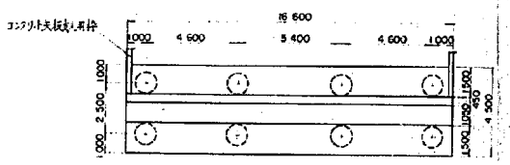
AWF



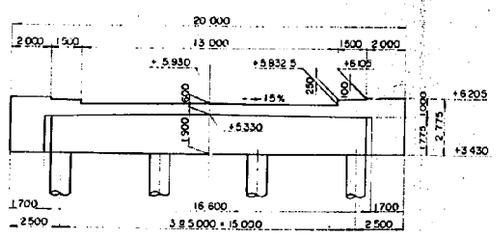
AWR



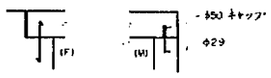
AWF

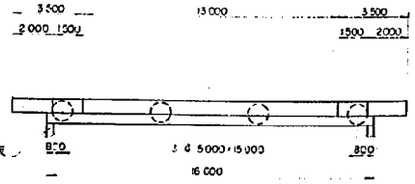


AWR



床版支承部 (可動端にもアンカーボルトとしわる)

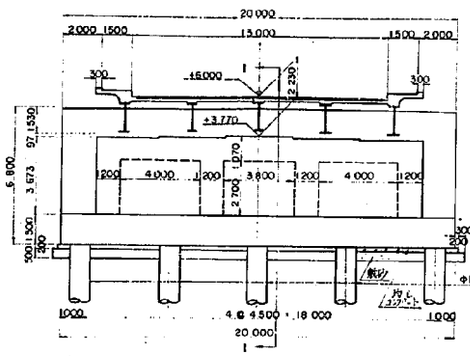




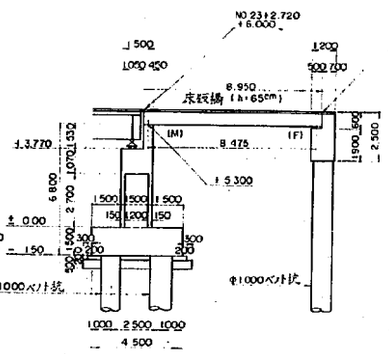
南吸江側橋台 (AM) 1/100

0 1 2 3m

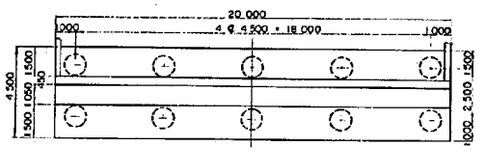
AMF



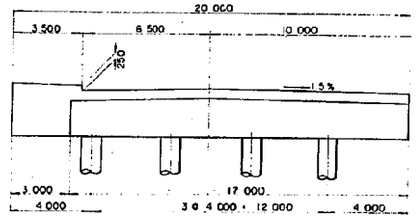
I-I 断面

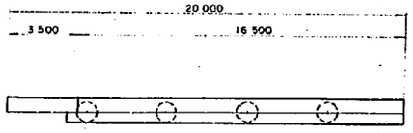


AMF



AMR





AMR

側面図

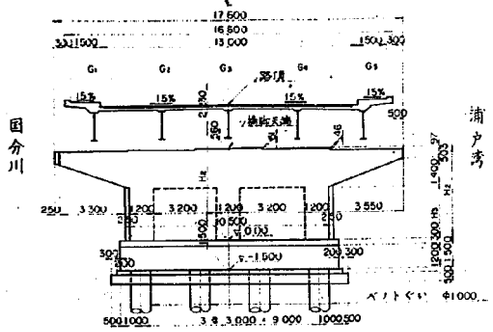
Aw に準じ見えるところはコンクリート支板壁とする。

注 (1) 躯体の鉄筋配置は橋脚にならうこと
(2) AF のベントぐいは橋脚と同様とする。
(3) AR のベントぐいは橋脚の断面のうち -10.000 以上を断面5，以下を断面6とする。

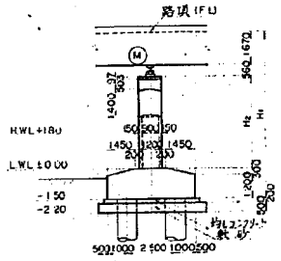
新吉柳橋基本計画			
図名	下部構造概要図-1		
予算名	昭和40年度 高知県委託 新吉柳橋の設計指導		
路線箇所	一般地方道1-3-6 前浜空に井田線 高知市若松町~南吸江		
計画		照査	
備考	整理乡田	図番	7/8
建設省土木研究所			

可動橋脚 1/100 (P1,P2,P4,P5,P6,P8,P9)

正面図

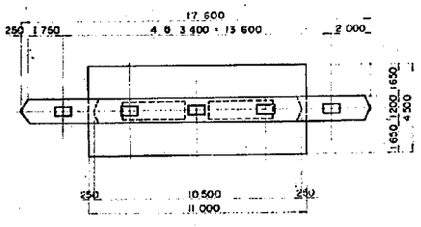


側面図

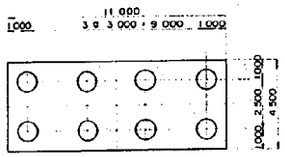


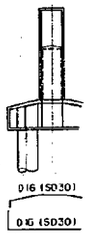
種別 No.	P1(Pa)	P2(Pa)	P4(Pa)	P5
地盤(FL)から杭先端	6 315	6 097	6 833	6 867
H1	4 095	4 327	4 603	4 637
H2	7 815	8 057	8 333	8 367
H3	4 055	4 327	4 603	4 637
	2 085	2 327	2 603	2 637

平面図

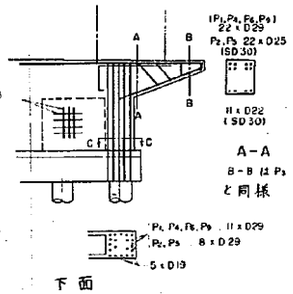


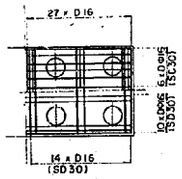
基礎杭配置図



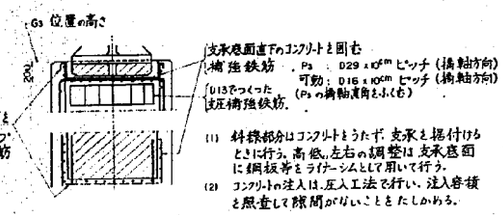


鉄筋図





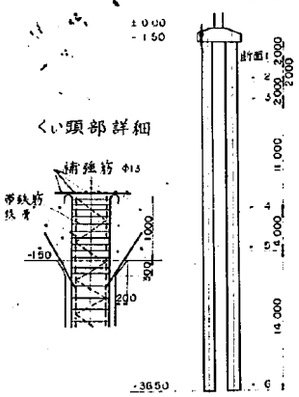
支承据付詳細 (各支承とも) 1/20



(1) 斜線部分はコンクリートをうたず 支承と据付けるときに行う。高低、左右の調整は支承底面に鋼板等をライナーシムとして用いて行う。

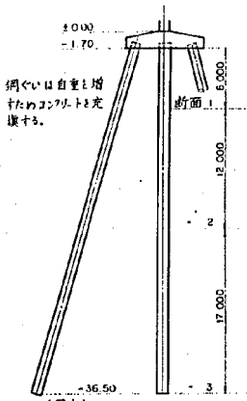
(2) コンクリートの注入は、圧入工法で行い、注入容積と照査して隙間がないこととたしかめる。

ベノトぐい



くい頭部詳細

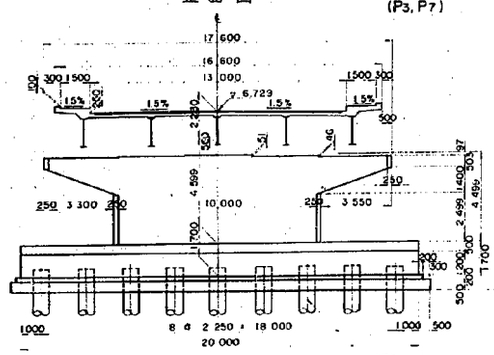
断面	施工断面	断面積 (cm²)
1	D32 x 20 材質 2-PI- 250x16	Ac = 765x10³ As = 158 84 Ast = 40
2	D32 x 20 2-PI- 250 x 10	Ast = 25
3	D32 x 20	
4	D32 x 10	As = 79 42
5	D29 x 10	As = 64.24
6	D25 x 10	As = 50 67



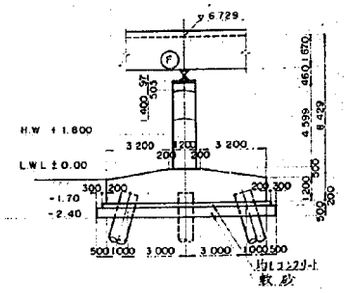
鋼ぐい

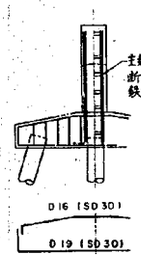
固定橋脚 1/100 (P3, P7)

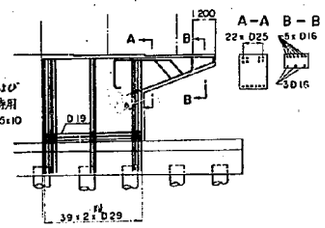
正面図

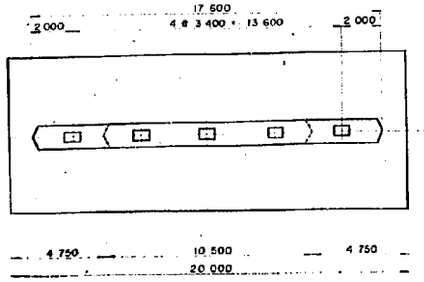


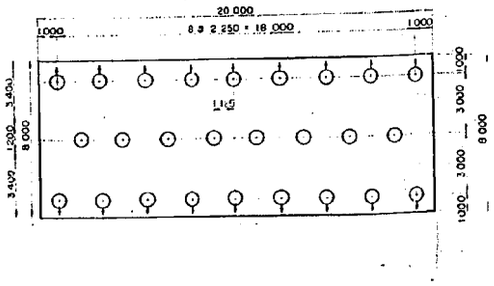
側面図

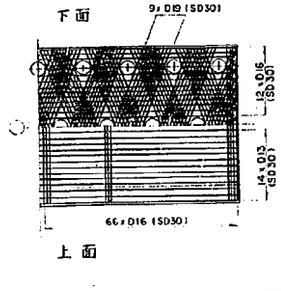












設計条件表

上部構造	1	橋の等級	1等橋 (TL-20)
	2	幅員支間	[illegible]
	3	橋種型式	[illegible]
	4	支承	可動 (ローラー)
	5	架設方法	
下部構造	1	杭型式 / 配筋	両端張出しラーメン式橋脚 / 現場打コンクリート鋼管杭(閉そく)
	2	設計荷重 / 主荷重 / 従荷重	死荷重、活荷重、衝撃 / 水圧 02 船舶 01
	3	杭の計算応力	15 mm (腐食)
	4	フーチング 配筋 / 基礎	[illegible]
	5	杭材 配筋 / 基礎	[illegible]
	6	支持地盤	[illegible]
	7	くいの許容耐力	[illegible]

新青柳橋基本計画	
図名	下部構造概要図-2 (橋脚)
予算名	昭和40年度 高知県委託 新青柳橋の設計指導
路線箇所	一般化方道 1-3-6 高知生に市線 高知市若松町~前浜江
計画	照査
備考	整理 多田 図番 8/8

建設省土木研究所

注: (1)鋼ぐいは内部電源方式の電気防蝕を施す。
(2)あらじめ防蝕塗料を塗ること。

4 篇　橋梁工事費

1. 総説

ここで必要な工事費は基本計画を樹立するに必要な工事費と概略設計比較のためのものが主目的であるので，主要な費目のみにとどめる。

1.1 主要単価

表 1.1

名称	規格	単位	数量	単価	金額	摘要
				円	円	
1. 準備工		式	1		2 000 000	取片付けをふくむ
1. 測量費	三角，直接測量	式	1		600 000	
2. 安全設備		式	1		100 000	
3. 電気設備	220V	式	1		1 000 000	動力，現場照明をふくむ
4. 給水設備	水道	式	1		100 000	
5. その他		式	1		200 000	
2. 仮桟橋		m^2	1	7 000	7 000	
	建設費	m^2	1	8 000		
	取片付費	m^2	1	1 000		
	残材費	m^2	1	2 000		建設費の約25%
3. 締切工	$5.5^m \times 27.5^m = 153\ m^2$	m^2	1	7 000	1 070 000	水1案乃至対象
1. 鋼矢板	$l=10m$	t	80	10 000	800 000	損料，打込，引抜こみ
2. 築島		m^3	300	300	90 000	
3. その他		式	1		180 000	くっさくをふくむ
4. 締切工	$13 \times 25 = 325\ m^2$	m^2	1	3 000	975 000	鋼ぐい橋脚用
1. 鋼矢板		t	85	10 000	850 000	損料，打込，引抜こみ
2. ストラット	H形鋼	m	200	250	50 000	
3. その他					75 000	

名称	規格	単位	数量	単価	金額	摘要
5. ベノトぐい	φ1000×ℓ^{m} ×1本	m	1	33 000	1 120 000	
1. ベノト機運転	ベノトEDF55型	日	1.5	70 000	105 000	くっこう、水量、ポンプ費、動力費等
2. 鉄筋	P.32. 29. 25. 13 (SD30)	t	2.5	52 000	130 000	
3. 鉄管		t	0.4	80 000	32 000	文献(11). P.117. 表3.28 参照
4. コンクリート	$\sigma_{28}=210\ kg/cm^2$	m^3	27	4 500	121 000	レミコン
5. 特機器具損料		hr	36	16 000	576 000	文献(11). P.114より $\frac{54m}{48hr}\times\frac{54m}{46m}$
6. その他					136 000	単価…P.117. 表3.29より
6. 鋼ぐい	(直ぐい) φ812.8×34m	本	(109,000円/t)		890 000	引張力を標準とする。
1. 杭打特足場	松角材	式	1		4 000	104円/26本
2. 杭打		日	2	16 000	32 000	
3. 鋼ぐい		t	8.1	73 000	591 000	材料 58.000円/t 溶接 溶接棒一切
4. コンクリート	$\sigma_{28}=120\ kg/cm^2$	m^3	26	4 000	104 000	
5. 特機器具損料	IDH40級	hr	48	2 300	111 000	文献(11). P.117. 表3.29 ベノト杭1時間当り損料係数0.000254に対し積算資料1965-11. P.358よりIDH40 830万は7年耐用 ベノト5年耐用につき5%を乗ずる。 (0.000183)
6. 電気防食	内部電源式	本	1	40 000	40 000	
7. その他					8 000	その他の雑一式をふくむ.
7. 鋼ぐい	(斜ぐい)	本	(113,000円/t)		950 000	
1. 杭打特足場		式	1		4 000	
2. 杭打		日	2.5	16 000	40 000	
3. 鋼ぐい		t	8.4	73 000	612 000	
4. コンクリート		m^3	26	4 000	104 000	
5. 特器損料		hr	60	2 300	138 000	
6. 電気防食		式	1		40 000	
7. その他					12 000	

2. 第1案

2.1 下部工　　表2.1

種別	細別	細目	単位	数量	単価 円	金額 円	摘要
下部工						236 800 000	
準備工			式	1		2 000 000	表1.1-1
	動力設備等	測量,電灯,給水その他					
仮桟橋		表1.1-2	m^2	1.385	7 000	13 195 000	各橋脚のところの足場をふくむ
	仮桟橋	$3.40^m \times 4^m$	m^2	1.360	7 000	9 520 000	
	足場	$75^{m^2} \times 7$	m^2	525	7 000	3 675 000	損料
A_W						16 900 000	
	A_{WR}					4 900 000	
		締切工	式	1		50 000	
		ベノトぐい	m	153.6	29 000	4 450 000	$\phi 2.4 \times 4$本。単価は表1.1-5の75%
		胸壁工	式			400 000	
	S_W					900 000	
		コンクリート	m^3	54	4 600	248 000	$\sigma_{28}=240$
		鉄筋	t	5	52 000	260 000	
		型枠,支保工	式	1		300 000	
		雑工	式	1		92 000	補強,高欄等をふくむ.
	A_{WF}					11 100 000	
		締切工	m^2	100	7 000	700 000	表1.1-3
		ベノトぐい	m	268	33 000	8 840 000	$33.5^m \times 8$
		躯体およびフーチング				1 560 000	
		コンクリート	m^3	180	4 600	829 000	$\sigma_{28}=240$
		鉄筋	t	10.8	52 000	560 000	
		雑工	式			171 000	型枠その他
P_1		(可動橋脚)				11 000 000	
	くい基礎					9 910 000	
		締切工	m^2	153	7 000	1 070 000	
		ベノトぐい	m	268	33 000	8 840 000	33.5×8
	躯体およびフーチング		式	1		1 090 000	
		コンクリート	m^3	115	4 600	529 000	
		鉄筋	t	8	52 000	416 000	
		雑工	式	1		145 000	
$P_2 \sim P_9$ ($P_{3,5}$ 除きのべ)			基	6	11 000 000	66 000 000	

P3	(固定橋脚)					28 290 000	
	くい基礎					25 195 600	
		締切工	m²	325	3 000	975 000	13m × 25m
		鋼ぐい工	式	1		24 220 000	
		直ぐい	本	8	890 000	7 120 000	
		斜ぐい	本	18	950 000	17 100 000	
		転体およびフーチング				3 095 600	
		コンクリート	m³	308	4 600	1 450 600	
		鉄筋	t	27.7	52 000	1 440 000	
		鉄骨	t	3	45 000	135 000	
		雑工	式	1		90 000	
P7			基			28 290 000	
AM						20 000 000	
	AMR					5 000 000	
		締切工	式			100 000	
		ベントぐい	式			4 450 000	
		胸壁工	式			450 000	
	SM					1 400 000	
		コンクリート	m³	100	4 600	460 000	
		鉄筋	t	10.7	52 000	530 000	
		型枠支保工	式	1		330 000	
		雑工	式	1		80 000	
	AMF					13 600 000	
		締切工	m²	121	7 000	847 000	5.5 × 22
		ベントぐい	m	335	33 000	11 100 000	33.5 × 10本
		転体およびフーチング				1 653 000	
		コンクリート	m³	201	4 600	925 000	
		鉄筋	t	12	52 000	624 000	
		雑工				104 000	
雑工						1 320 000	
							雑工までの 3%
機械器具損料						5 600 000	上記までの16%
諸経費						30 800 000	上記までの 6%
営繕損料						13 400 000	

2.2 上部工

表 2.2

No. 86

種別	細別	細目	単位	数量	単価	金額	摘要
						193 000 000	
鋼橋構造			セ	785	183 000	143 950 000	
	製作		セ	785	139 000	109 100 000	
		鋼材	セ	785	64 000	50 400 000	支承、伸縮継手を含む平均単価.
		製作	セ	785	52 000	40 800 000	
		塗装	セ	785	3 200	2 510 000	
		荷造	セ	785	500	390 000	
		諸雑費				15 000 000	94.100×16%
	輸送		セ	785	10 000	7 850 000	
	架設		セ	785	34 400	27 000 000	
		準備工	式	1		2 000 000	
		労務費	人	2,400	4 000	9 600 000	20人×120日
		機械器具損料	式	1		6 720 000	労務費×0.7
		雑工				510 000	
		現場塗装	セ	785	4 000	3 140 000	3回塗
		諸雑費				3 500 000	16%
		営繕損料				1 530 000	6%
床版工			m^2	5550.4	6 350	35 300 000	
	コンクリート	$\sigma_{28}=240$	m^3	0.22	4 600	1 000	単価
	鉄筋		kg	40	52	2 080	=5100円/m^2
	雑工	型枠、支保工、その他諸雑費、営繕損料	式	1		2 020	
	機器						単価×1.17×1.06
舗装工			m^2			2 340 000	
	車道		m^2	4509.7	450	2 030 000	
	歩道		m^2	1040.7	300	310 000	
高欄工			m	730	10 000	7 300 000	365m×2
照明工			1灯	13	200 000	2 600 000	
雑工			式	1		1 510 000	

3 ナ2 案

3.1 下部工

表3.1

種別	細別	細目	単位	数量	単価	金額	摘要
下部工						219630000	
準備工						2000000	
仮桟橋			m^2	1,735	7000	12150000	
	仮桟橋	340 m × 4 m	m^2	1,360			
	足場	75 m × 5	m^2	375			
A1						16900000	
P1, P3, P4, P6, P8	(可動橋脚)		基	5	11000000	55000000	
P2,	(固定橋脚)					22080000	
	土留杭					19498000	
		締切工	m^2	286	3000	858000	13 m × 22 m
		鋼矢板工				18640000	
		直ぐい	本	6	890000	5340000	
		斜ぐい	本	14	950000	13300000	
	躯体	および フーチング				2582000	
		コンクリート	m^3	272	4600	1250000	
		鉄筋	t	22	52000	1140000	
		鉄骨	t	2.5	45000	110000	
		雑工	式			82000	
			基	2	22080000	44160000	
P5, P7							
A2						20000000	
雑工						1210000	
機械器具						5200000	173,500 × 3%
諸雑費						28500000	178,700 × 16%
消耗						12430000	207,200 × 6%

3.2 上部工

表3.2

種別	細別	細目	単位	数量	単価	金額	摘要
上部工						215000000	
鋼橋			t	917	182000	166770000	
	製作		t	917	138000	126500000	

	輸送		t	917	10,000	9 170,000	
	架設		t	917	34,000	31 100 000	
床版工			m²	5,550.4	6350	35300000	
鋪装工						2340000	
高欄工						7300000	
照明工						2600000	
雑工						1690000	

4. オ3案

4.1 下部工　　表 4.1

種別	細別	細目	単位	数量	単価	金額	摘要
下部工						383,500,000	
準備工						2000000	
仮桟橋			m²	1,735	7000	12150000	
	仮桟橋		m²	1,360			
	足場	7.5×5	m²	375			
A1						21500000	
	A1R					4900000	
	Div					900000	
	A1F					15700000	
		締切工				700000	
		ベノくい	m	402	33,000	13300000	335×12本
		躯体コンクリート				1700000	
P1	(固く基礎	建込(1/2P)				43730000	
						38915000	
		締切工	m²	465	3000	1395000	19"×245
		鋼くい工				37520000	
		直くい工	本	8	890000	7120000	
		斜くい工	本	32	950000	30400000	
	躯体	おにぎりフーチング				4815000	
		コンクリート	m³	523	4600	2410000	

		鉄筋	t	42	52,000	2,180,000	
		鉄塔	t	3	45,000	135,000	
		雑工				90,000	
P2	(可動橋脚)					22,050,000	
	くい基礎					19,576,000	
		締切工	m²	268	7,000	1,876,000	3"×33"5
		ベントくい	m	536	35,000	12,700,000	33.5×16本
		転倒防止フーチング				2,474,000	
		コンクリート	m³	298	4,600	1,370,000	
		鉄筋	t	20	52,000	1,040,000	
		雑工	式	1		64,000	
P3, P5, P6, P8			基	4	22,050,000	88,200,000	
P4, P7			基	2	43,730,000	87,460,000	
AM						29,547,000	
	AMR					5,000,000	
	SM					1,400,000	
	AMF					18,147,000	
		締切工				847,000	
		ベントくい	m	469	33,000	15,500,000	33.5×14本
		転倒防止フーチング				1,800,000	
雑工						1,563,000	
材料諸雑損						9,100,000	303,400×3%
						47,800,000	342,500×14%
						23,400,000	390,300×6%

4.2 上部工

表 4.2

種別	細別	細目	単位	数量	単価	金額	摘要
上部工						179,000,000	
PC構造	製作		m³	2,689	60,000	163,000,000	
		コンクリート	m³	2,689			$\sigma_{28}=400$
		PC鋼材	t	185			

		鉄筋	t	123				
		型枠	m²	19.527				
		雑	式	1				コンクリート m³ あたり単価で代表させる.
	架設							
		準備工						
		架設						
		横組工						
		雑						
	機器材料							
	諸経費							
	雪損							
舗装工							4370000	
	車道	平均10cm/層	m²	4504.7		900	4060000	
	歩道	〃 3cm/層	m²	1040.7		300	310000	
高欄工							7300000	
照明工							2600000	
雑工							1730000	

5. 斗4案
5.1 下部工

表 5.1

種別	細別	細目	単位	数量	単価	金額	摘要
下部工						20725000	
準備工						2000000	
仮桟橋		340. × 4m	m²	1360	7000	9520000	
A1W						19330000	
	AWR					4900000	
	SW					900000	
	AW-F1					1125000	
		鉄筋切工				1000000	

		鋼ぐい				102,900,000	
		直ぐい	本	3	890,000	2,670,000	
		斜ぐい	本	8	950,000	7,600,000	
		鋼矢板(Ⅲ型)フーチング				2,260,000	
		コンクリート	m³	260	4,600	1,190,000	
		鉄筋	t	18.2	52,000	946,000	
		雑工	式	1		124,000	
P1	(可動, 固定)					12,540,000	
	くい基礎					10,897,000	
		鋼矢板工	m²	209	3,000	627,000	13m×16m
		鋼ぐい工				10,270,000	
	鋼矢(Ⅲ)	フーチング				1,643,000	
		コンクリート	m³	190	4,600	875,000	
		鉄筋	t	13.3	52,000	693,000	
		雑工	式	1		75,000	
P2～P9			基	8	12,540,000	100,320,000	
AM						20,000,000	
架設工						1,290,000	
機械器具						4,950,000	165,000×3%
諸雑費						25,600,000	169,950×16%
運搬						11,700,000	195,550×6%

5.2 上部工

表 5.2

種別	細別	細目	単位	数量	単価	金額	摘要
上部工						206,000,000	
鋼構造			t	770	203,000	156,380,000	105.19/m²
	製作	77t/連×10連	t	770	155,000		
	輸送		t	770	10,000		
	架設		t	770	38,000		
床版工		346.1m×16m	m²	5532.6	6,500	36,000,000	
舗装工						2,340,000	
高欄工						7,300,000	
排水工						2,600,000	
雑工						1,760,000	

6 下部工
6.1 下部工

表 6.1

種別	細別	細目	単位	数量	単価	金額	摘要
下部工						328800000	
準備工						2000000	
仮設橋		340m×4m	m²	1,360	7000	9520000	
A1						27840000	
	A1R					4900000	
	A1W					900000	
	A1F					22090000	
		締切工				1000000	
		鋼矢板				18640000	
		導くい	本	6	890000	5340000	
		斜くい	本	14	950000	13300000	
		躯体およびフーチング				2400000	
		コンクリート	m³	280	4600	1290000	
		鉄筋	t	19.6	52000	1040000	
		雑工	式	1		70000	
P1	(可動, 固定)					22080000	
	くい基数					19498000	
		締切工		286	3000	858000	13m×22m
		鋼くい工				18640000	
		躯体およびフーチング				2582000	2基 P2 分
P2~P9			基	8	22084000	176640000	
A1						20000000	
雑工						1524000	
機械						4760000	259,600×3%
諸雑損						42800000	267,380×16%
						15620000	310,180×6%

6.2 上部工

表 6.2

種別	細別	細目	単位	数量	単価	金額	摘要
上部工						168000000	
PC橋		0.52m²/m²×16m×34.6m = 2870m²	m²	2870	54000	155000000	橋体一切

舗装工						4370000	
高欄工						7300000	
照明工						2600000	
雑工						1330000	

7 総括

表7.1に各費の工費を総括する

表 7.1　工費比較表

項目		才1案		才2案		才3案		才4案		才5案		備考
種別	細目	工費(仟円)	千円/m²	工費(仟円)	千円/m²	工費(仟円)	千円/m²	工費(仟円)	千円/m²	工費(仟円)	千円/m²	
橋梁工		346.9×16=5550.4		5,550.4 m²		5,550.4 m²		346.1×16=5537.6		346.6×16=5545.6		
		438 400	79 000	443 300	80 000	573 750	103 000	421 600	76 000	506 700	91 500	
1.下部工		236 800	42 600	219 630	37 400	353 540	60 000	201 250	37 500	325 300	59 500	
	1.1 準備工	2 000		2 000		2 000		2 000		2 000		
	1.2 仮設橋	13 200		12 150		12 150		9 520		9 520		
	1.3 A_{1w}	16 900		16 900		21 500		19 330		27 540		
	1.4 P_1	11 000		11 000		43 730		12 540		22 080		
	1.5 P_2	11 000		22 080		22 050		12 540		22 080		
	1.6 P_3	28 290		11 000		22 050		12 540		22 080		
	1.7 P_4	11 000		11 000		43 730		12 540		22 080		
	1.8 P_5	11 000		22 080		22 050		12 540		22 080		
	1.9 P_6	11 000		11 000		22 050		12 540		22 080		
	1.10 P_7	28 290		22 080		43 730		12 540		22 080		
	1.11 P_8	11 000		11 000		22 050		12 540		22 080		
	1.12 P_9	11 000						12 540		22 080		
	1.13 A_M	20 000		20 000		24 550		20 000		20 000		
	1.14 雑工	1 320		1 210		1 560		1 290		1 520		
	1.15 [illegible]	5 600		5 200		9 100		4 950		7 750		共通的仮設工 (1~14)×3%
	1.16 諸経費	30 800		28 500		47 500		25 600		42 800		(1~15)×16%（才3案 14%）
	1.17 管理費	13 400		12 430		23 400		11 700		18 620		(1~16)×6%
2.上部工		193 000	34 800	215 000	38 700	179 000	32 300	206 000	37 200	168 000	30 500	材料，諸経費，管理費含む
	2.1 鉄筋コン工	143 950	25 900	166 770		163 000 (PC桁共)		156 000		155 000 (PC桁共)		
	2.11 製作	109 100		126 500								
	2.12 輸送架設	34 850		40 270								
	2.2 床版工	35 300		35 300				36 000				
	2.3 舗装工	2 340		2 340		4 370		2 340		4 370		
	2.4 [illegible]	7 300		7 300		7 300		7 300		7 300		
	2.5 照明工	2 600		2 600		2 600		2 600		2 600		
	2.6 塗装工	1 510		1 640		1 730		1 760		1 330		
3.予備費		8 600		8 070		11 250		8 350		7 900		(1+2)×約2%
	(1~14)	187 000		173 500		303 300		165 000		259 600		
	(1~15)	192 600		178 700		312 300		169 950		267 380		
	(1~16)	243 400		207 200		360 100		195 550		310 130		

あとがき

この計画でもっとも意を用いたのは、耐震性である。そのためこれに対しては考えられる範囲は、すべて照査した。あとは施工が完全に行われることが第一の要件である。

上部構造については、時期的にも来年度以降となるのでほぼコンサルタントの作業のままとしたが、一部設計図において耐震性から見た細目的な変更を行なっている。

街路橋でありかつ名勝の地であるので、透視図を参考に高欄、色彩等は、適当な模型等により適切な構造、色彩を選定されることがのぞましい。

なお詳細設計は直接県当局が実施されるようであるが当方も十分連絡の上基本計画の趣意が生かされるように努めたい。

付 録 4. くい反力の計算

付 録 5. 文献資料一覧表

付録-1 くい応力の計算

1. 総括

注
- N ；常時
- EQ0.2 ；地震時(0.2)
- EQ0.3 ；地震時(0.3)
- //el ；橋軸方向
- ⊥R ；橋軸直角方向
- KV ；下向き鉛直震動
- -KV ；上向き鉛直震動

1.1 計算の種類

DATANO	床の種類	下部構造の種類	荷重時の種類	方向別
1	1	AWF	N	//el
2	1	AWF	EQ0.2, -KV	//el
3	1	AWF	EQ0.2, +KV	//el
4	1	AWF	N	⊥R
5	1	AWF	EQ0.2, -KV	⊥R
6	1	AWF	EQ0.2, +KV	⊥R
7	1	P4	N	//el
8	1	P4	EQ0.2, -KV	//el
9	1	P4	EQ0.2, +KV	//el
10	1	P4	N	⊥R
11	1	P4	EQ0.2, -KV	⊥R
12	1	P4	EQ0.2, +KV	⊥R
13	1	P3	N	//el
14	1	P3	EQ0.2, -KV	//el
15	1	P3	EQ0.2, +KV	//el
16	1	P3	N	⊥R
17	1	P3	EQ0.2, -KV	⊥R
18	1	P3	EQ0.2, +KV	⊥R
19	1	AMF	N	//el
20	1	AMF	EQ0.2, -KV	//el
21	1	AMF	EQ0.2, +KV	//el
22	1	AMF	N	⊥R
23	1	AMF	EQ0.2, -KV	⊥R
24	1	AMF	EQ0.2, +KV	⊥R

No. 付-2

DATANO	案の種類	下部構造の種類	荷重時の種類	方向別
25	1	P_4	$EQ_{0.3}$, $-KV$	11 el
26	1	P_4	$EQ_{0.3}$, $+KV$	11 el
27	1	P_4	$EQ_{0.3}$, $-KV$	LR
28	1	P_4	$EQ_{0.3}$, $+KV$	LR
29	1	P_3	$EQ_{0.3}$, $-KV$	11 el
30	1	P_3	$EQ_{0.3}$, $+KV$	11 el
31	1	P_3	$EQ_{0.3}$, $-KV$	LR
32	1	P_3	$EQ_{0.3}$, $+KV$	LR
33	2	P_5	$EQ_{0.2}$, $-KV$	11 el
34	2	P_5	$EQ_{0.2}$, $+KV$	11 el
35	2	P_5	$EQ_{0.2}$, $-KV$	LR
36	2	P_5	$EQ_{0.2}$, $+KV$	LR
37	3	P_4	$EQ_{0.2}$, $-KV$	11 el
38	3	P_4	$EQ_{0.2}$, $+KV$	11 el
39	3	P_4	$EQ_{0.2}$, $-KV$	LR
40	3	P_4	$EQ_{0.2}$, $+KV$	LR
41	4	橋脚	$EQ_{0.2}$, $-KV$	11 el
42	4	〃	$EQ_{0.2}$, $+KV$	11 el
43	4	〃	$EQ_{0.2}$, $-KV$	LR
44	4	〃	$EQ_{0.2}$, $+KV$	LR
45	5	〃	$EQ_{0.2}$, $-KV$	11 el
46	5	〃	$EQ_{0.2}$, $+KV$	11 el
47	5	〃	$EQ_{0.2}$ $-KV$	LR
48	5	〃	$EQ_{0.2}$ $+KV$	LR

1.2 計算結果

注) 1. $+P_T$, $-P_T$, P_H はいずれも最大値を示す.
2. 第1案・P_3, P_3 橋の( )内は, $K_H=0.3$, $K_T=0.15$ の場合

案の種類	下部構造の種類	橋軸方向 (//e) 常時 P_T	常時 P_H	地震時 $-K_T$ $+P_T$	$-K_T$ $-P_T$	$-K_T$ P_H	地震時 $+K_T$ $+P_T$	$+K_T$ $-P_T$	$+K_T$ P_H	橋軸直角方向 (⊥) 常時 P_T	常時 P_H	地震時 $-K_T$ $+P_T$	$-K_T$ $-P_T$	$-K_T$ P_H	地震時 $+K_T$ $+P_T$	$+K_T$ $-P_T$	$+K_T$ P_H
1	AMF	116	-5	94		-15	118		-15	96	0	87		-18	110		-18
	P_4	142	-5	101 (103)		-10 (-14)	124 (136)		-10 (-14)	124	0	136 (161)	-14	-20 (-30)	159 (193)		-20 (-30)
	P_3	47	-2	95 (126)	-36 (-71)	-14 (-21)	107 (142)	-25 (-55)	-14 (-21)	47	0	44 (49)		-9 (-14)	56 (65)		-9 (-14)
	AMF	111	-6	89		-15	111		-15	86	0	78		-17	99		-17
2	P_3			108	-19	-12	121	-5	-13			72		-12	86		-12
3	P_4			88	-3	-16	101		-17			62		-12	75		-12
4	橋脚			103		-12	122		-13			113		-17	132		-17
5	橋脚			95		-12	119		-12			88		-16	107		-16

建設省土木研究所

No. 4ナシ3

2. データシート

電子のデータシートを〔付録4-別冊〕にかかげる。

付録5. 文献資料一覧表　　No.

参考文献

1) 理科年表. 丸善株式会社. 1965.

2) 南海地震調査報告（建設院土一技術研究所概報第16号）. 建設院土一技術研究所. 昭和23年6月.

3) 南海大地震災害報告. 土木学会誌. 32巻1号.

4) 橋造工学における最近の諸問題. 土木学会編. 昭和40年8月.

5) 建設省土木研究所・道路橋標準設計図集2. 日本道路協会. 昭和38年11月.

6) オリエンタルコンクリート(株)編・オリエンタルスタンダード. オリエンタルコンクリート(株). 昭和40年4月.

7) H. Homberg & J. Weimmeisber; 'Einflußflächen für Kreuzwerke', Springer-Verlag, Berlin, 1956.

8) ANGER — Ten-Division Influence Lines for Continuous Beams.

9) 武藤富雄, "変位を考慮した群ぐいの反力計算用電算プログラム", 土木研究所資料 NO. 124, 昭和40年11月.

10) 武田英吉, "図表による鉄筋コンクリート断面計算法", 理工図書, 昭和34年2月.

11) 中島, 滝山, "新しい基礎工法の歩掛と実績", 近代図書, 昭和40年6月.

資　料

NO 1. 昭和39年度都計 II.1.6 若松町南御座線地質調査工事報告書, 相愛工業, 昭和39年7月.

NO 2. 都計ネ7の1号 II.3.6 南御座仁井田線都市計画(橋梁)事業報告書, 相愛工業, 昭和40年7月.

NO 3. 新青柳橋 高潮対策検討書（資料未完）.

新青柳橋

基本計画資料

建設省土木研究所

新青柳橋オ1案概略設計計算書

昭和40年8月

日本建設コンサルタント株式会社

新青柳橋 外一橋概略設計計算書

目　次

1. 概　要
- 1.1 目的 …… 1
- 1.2 設計諸元 …… 1
- 1.3 設計条件 …… 4
- 1.4 設計の種類 …… 9
- 1.5 縦断曲線 …… 11
- 1.6 基礎地盤 …… 14
- 1.7 くいの許容支持力 …… 22
- 1.8 設計概要 …… 41

2. 上部構造－1（S径間連続部）
- 2.1 床版 …… 43
- 2.2 主桁 …… 45
- 2.3 対傾構 …… 71
- 2.4 下横構 …… 85
- 2.5 端横ケタ …… 87
- 2.6 支承 …… 93
- 2.7 活荷重によるたわみ …… 109
- 2.8 公共添加物 …… 114
- 2.9 下部工に作用する上部工反力 …… 115
- 2.10 設計仮定に対する検算 …… 118

3. 下部構造－1（A_W），（A_{W_0}）
- 3.1 一般構造寸法 …… 121
- 3.2 鉛直，水平に対する安定 …… 122
- 3.3 基礎構造 …… 123
- 3.4 躯体 …… 124
- 3.5 A_{W_0} …… 126

4. 下部構造－2（A_M）
- 4.1 一般構造寸法 …… 131
- 4.2 鉛直，水平に対する安定 …… 132
- 4.3 基礎構造 …… 133
- 4.4 基礎杭の応力度検算 …… 135
- 4.5 杭梁 …… 137

5. 下部構造－3（P_1）
- 5.1 鉛直，水平に対する安定 …… 142
- 5.2 基礎構造 …… 143
- 5.3 躯体 …… 147

6. 下部構造－4（P_3）
- 6.1 鉛直，水平に対する安定 …… 151
- 6.2 躯体 …… 153
- 6.3 基礎構造 …… 156

7. 下部構造－5（P_5）
- 7.1 鉛直，水平に対する安定 …… 160
- 7.2 基礎構造 …… 161
- 7.3 躯体 …… 165

8. 杭の打込時の検討 …… 169
9. 基礎地盤の不等沈下の計算 …… 171
10. 基礎地盤のすべりに対する検討 …… 175
11. 電気防食について …… 183
12. 総括
- 12.1 上部構造 …… 185
- 12.2 下部構造 …… 187

13. 付録（橋脚配筋図）
- 13.1 P_1 橋脚 …… 189
- 13.2 P_3 橋脚 …… 191

1 概要

1.1 目的

新青柳橋の基本計画の資料として3種の比較設計を行なうことを目的とする。

1.2 設計諸元

イ	橋名	新青柳橋
ロ	所在地	高知市若松町 ～ 南吸江
ハ	路線名	一般地方道Ⅱ－3-6 南部産仁井田線
ニ	橋格	一等橋
ホ	幅員	地覆 0.3 + 歩道 1.5 + 車道 13.0 + 歩道 1.5 + 地覆 0.3
ヘ	橋長	346.9
ト	直斜の別	直橋
チ	径間割	

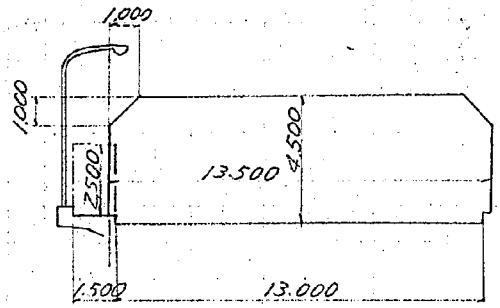
オ1案　上路5径間連続溶接鋼板げた橋
5@34.60 + 5@34.60

オ2案　上路3径間連続溶接鋼板げた橋
3@38.45 + 3@38.45 + 3@38.45

オ3案　上路3径間連続ポストテンションPCげた橋
3@38.24 + 3@38.24 + 3@38.24

9 橋上建築限界

橋上建築限界は下図のとおりとする。



10 けた下建築限界

橋の中央部で高さは H.W.L +1.80m より 2.50m の余裕をとる。したがってケタ下は +4.30m とする。幅は最小支間 30m によってきまる範囲内でよい。

11 路面勾配

a. 縦断勾配, 1/200 放物線勾配

b 横断勾配, 歩道 車道部にむかって1.5%直線

車道 1.5%直線

12. 公共添加物

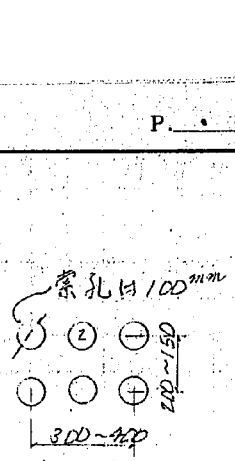
公共添加物として つぎのものを添加する。添加するもの、大きさ、場所は次のとおりとする。

a. 公共添加物の種類と寸法、重量

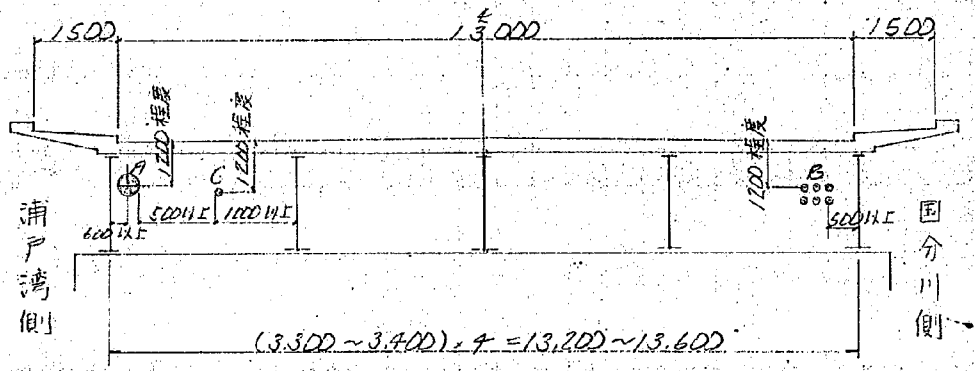
	種類	寸法	重量(kg)	備考
A	水道管	457.2 m/m	186	
B	電気通信ケーブル	〃	〃	
C	四国電力ケーブル	外径 51.7 m/m	4.2	

注：(1)

	外径	ケーブル重量(kg/m)	管重量(kg/m)
NO.1	90 m/m	2.38	10.00
2	〃	5.94	10.00
3	〃	8.40	10.00
4	〃	10.90	10.00
5	〃	2.38	10.00
6	〃	2.28	10.00
		重量計	89.88 kg/m



添加支持は、全長を約3m間隔に付ける。



1.3 設計条件

1.3.1 上部構造

1) 橋種形式

径間割，橋種構造形式比較のための橋種形式は次のとおりとする。

(a) 上路、鋼連続多主ゲタ橋

(b) 上路PC連続多主ゲタ橋

2) 径間割

最小径間割を30mとする。たゞし橋の端径間にあっては，30m未満でもよいがその長さはあらかじめ当方の承認を必要とする。

3) 鋼橋

(a) 鋼種

使用する鋼種はSS41(SM41)，HT36/50，HT60/70とする。

(b) 舗装

i) 歩道；アスファルト舗装 平均3cm

ii) 車道； 〃 平均5cm

(c) 床版

i) 鉄筋コンクリート床版とする。

ii) 設計基準強度は240kg/cm²とする。

iii) 主鉄筋はSD30を使用する。

iv) 主鉄筋のかぶりは3cmとする。

d) 主ゲタ本数および間隔

主ゲタ本数および間隔は図d-1を標準とする。

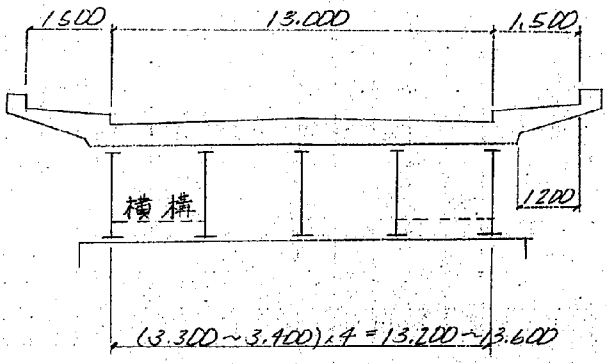


図-d-1

E) 主ゲタ断面および主ゲタのゲタ高

主ゲタ断面はI-形を標準とする。腹板高は$\ell/25$以下とし、支間中央、支点上ともに等高を原則とする。

F) 照明

照明は路面照明と航路照明の2種とする。

照明燈の規格、設置位置は別途協議する

4) P.C橋

i) 工法

工法は随意とする。

ii) 舗装、床版

舗装はアスファルト舗装とする。

床版はP.C床版とする。

iii) 主ゲタ本数、主ゲタ断面形および主ゲタのケタ高は床版厚をのぞいた高さが$\frac{1}{25}$以下とし支間中央、支点上ともに等高とする。

5) その他

i) 地震荷重は床版で$\frac{1}{2}$分担させてよい。

ii) 沓には地震時における変位の制限装置を設けケタの落下防止にも兼用できるように配慮のこと。

1:3.2 下部構造

1) 橋種型式

(a) 躯体

躯体はRCとする。可能なかぎり中空とし、死荷重軽減を考慮する。

くいを伸長し躯体とするときは水平質を十分にとり、かつ全体をR.C壁でおおい、外観はR.C躯体のようにすること。

(b) 基礎構造

くい基礎とする。固定脚橋脚は斜ぐいと鉛直ぐいぐいの組合せとする。可動脚橋脚は鉛直ぐいのみでよい。

2) 支持地盤

(a) 鉛直方向支持地盤

資料No.9に示す柱状図のうちNO.1～NO.3にあらはれているシルト混り砂礫層(-30m～-35m)を支持地盤とする(N値25～30以上)。ただしくいの摩擦支持力はN-値10以上の部分とする。

(b) 水平方向支持地盤

同上資料に示す柱状図のうち各ボーリング

箇所ごとにつぎの層以下を水平方向支持地盤とする.

NO.1：-4m シルト交り中砂（N値1-2）

NO.2：-4m 砂質ローム（N値1-2）

NO.3；-4m 砂質ローム（N値1-2）

NO.4：-4m 砂質ローム（N値1-2）

3) その他

1.3.3 耐震設計

1) 設計震度

設計震度は水平0.2，鉛直0.1とする。

2) 下部構造

橋端の埋立地の基礎地盤のすべりを概略検討し

これらに対して配慮しておかなければならない。

1.4 設計の種類

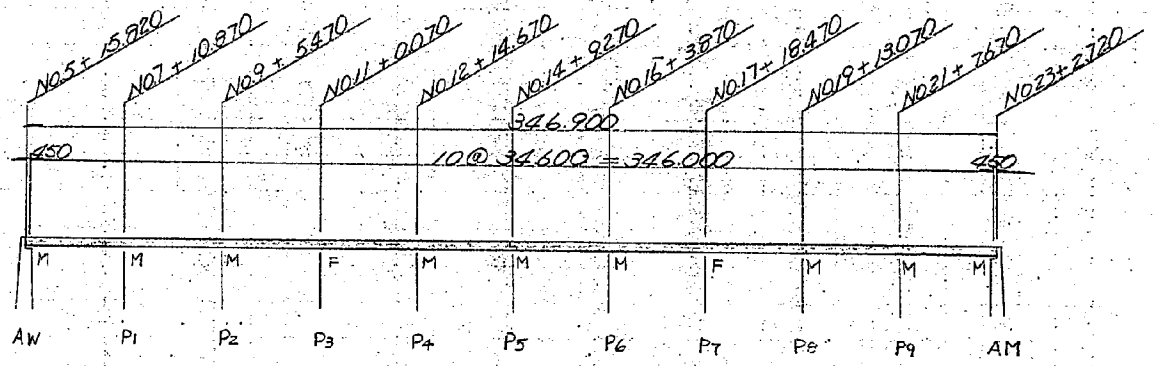
まず比較設計の対象となるものを決定するために必要な資料として、別添のごとく、径間割、橋種構造型式の比較を5種類行なったが、その内容は下記のごとくである。

	構造型式	径間割
オ1案	5径間連続鋼板桁橋	5@34.8 2連
オ2案	3 〃	3@38.6 3連
オ3案	4径間および3径間	4@31.6 2連 3@31.6 1 〃
オ4案	4径間連続PC桁橋	3@38.6 3連
オ5案	中央にヒンジを有するPC連続ラーメン	40.0+(5@56.0)+40

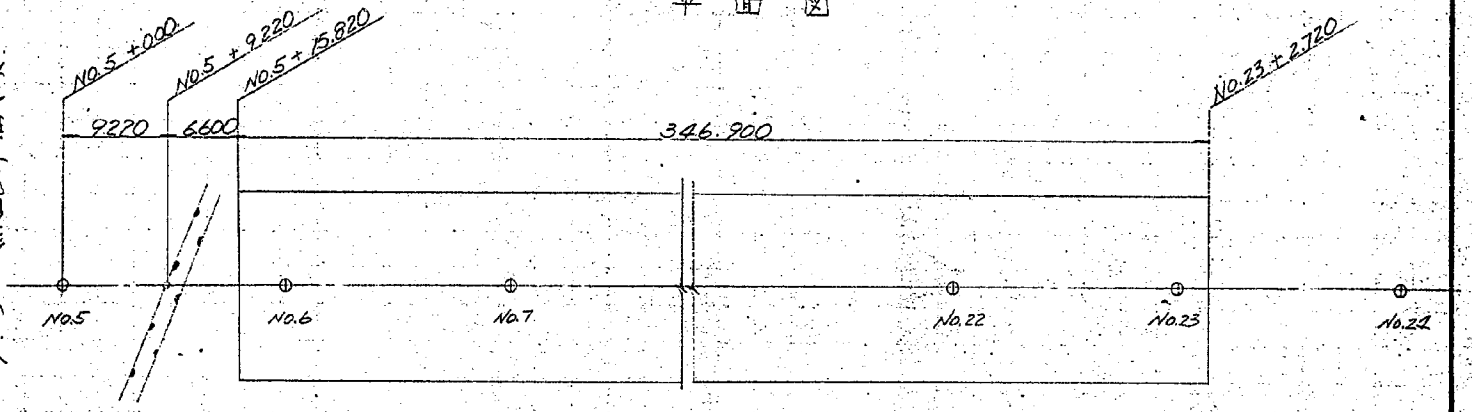
上記の5案について、建設省土木研究所、高知県、日本建設コンサルタント、の3者によって検討が加えられた結果、オ1案、オ2案、オ4案が、比較設計の対象となった。

1.5.1 ケース1

縦断図



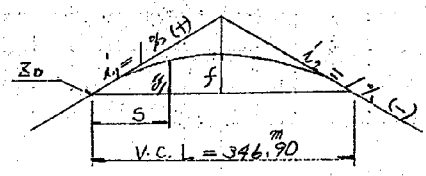
平面図



1.5 縦断曲線

日本建設コンサルタント株式会社

縦断曲線の計算



縦断曲線は 1/200 の放物線勾配である.

$$\frac{i_2 - i_1}{2Lv} = \frac{-002}{2\times 346.9} = -0.000002882$$

$$Z = Z_0 + i_1 S + \frac{i_2 - i_1}{2Lv} S^2$$

	STA. NO	S	S^2	$i_1 S$	Z_0	$\frac{i_2 - i_1}{2Lv} S^2$	y_1	P.H
AW	NO.5+15.82	0	0	0	6.000	0	0	6.000
	NO.6	4.18	17.4724	0.0418	〃	−0.0005	0.041	6.041
	NO.7	24.18	584.6724	0.2418	〃	−0.0169	0.225	6.225
P_1	NO.7+10.87	35.05	1228.5025	0.3505	〃	−0.0354	0.315	6.315
	NO.8	44.18	1951.8724	0.4418	〃	−0.0563	0.386	6.386
	NO.9	64.18	4119.0724	0.6418	〃	−0.1187	0.523	6.523
P_2	NO.9+5.47	69.65	4851.1225	0.6965	〃	−0.1398	0.557	6.557
	NO.10	84.18	7086.2724	0.8418	〃	−0.2042	0.638	6.638
	NO.11	104.18	10853.4724	1.0418	〃	−0.3128	0.729	6.729
P_3	NO.11+0.07	104.25	10868.0625	1.0425	〃	−0.3132	0.729	6.729
	NO.12	124.18	15420.6724	1.2418	〃	−0.4444	0.797	6.797
P_4	NO.12+14.67	138.85	19279.3225	1.3885	〃	−0.5556	0.833	6.833
	NO.13	144.18	20787.8724	1.4418	〃	−0.5991	0.843	6.843
	NO.14	164.18	26955.0724	1.6418	〃	−0.7768	0.865	6.865
P_5	NO.4+9.27	173.45	30084.9025	1.7345	〃	−0.8670	0.867	6.867

1.6 基礎地盤

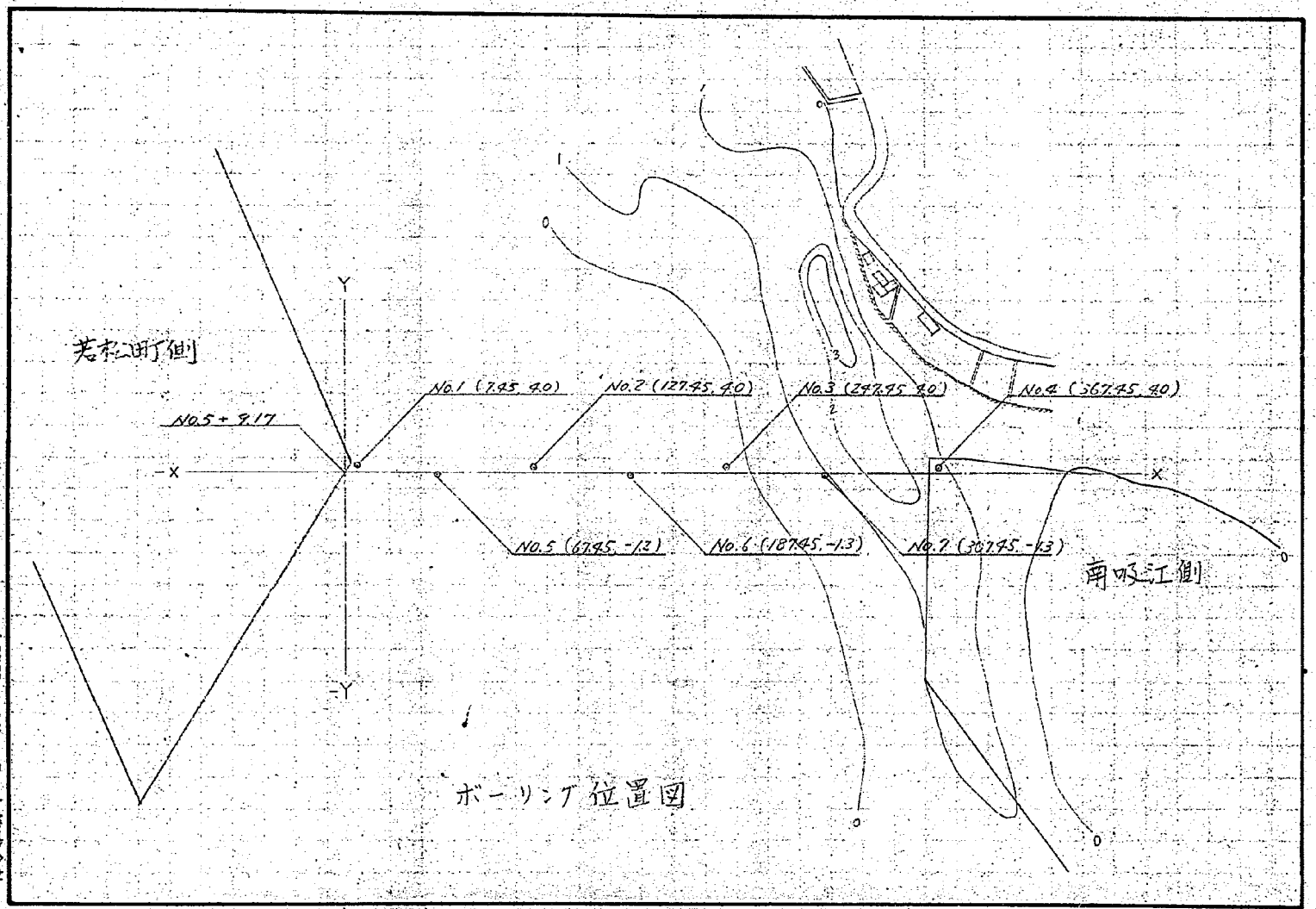
1.6.1 概要

新清柳橋架設地点の地質調査は、昭和39年度と40年度の2回にわたって実施され、前者は「昭和39年度 都計Ⅱ1.6若松町海岸線地質調査工事報告書（相愛工業）」に記載されているが、昭和40年度実施のものは、ボーリング柱状図およびN値の表のみである。ボーリング番号を年度別に表示すると、下表のごとくであり、その位置は次頁の平面図に示す通りである。

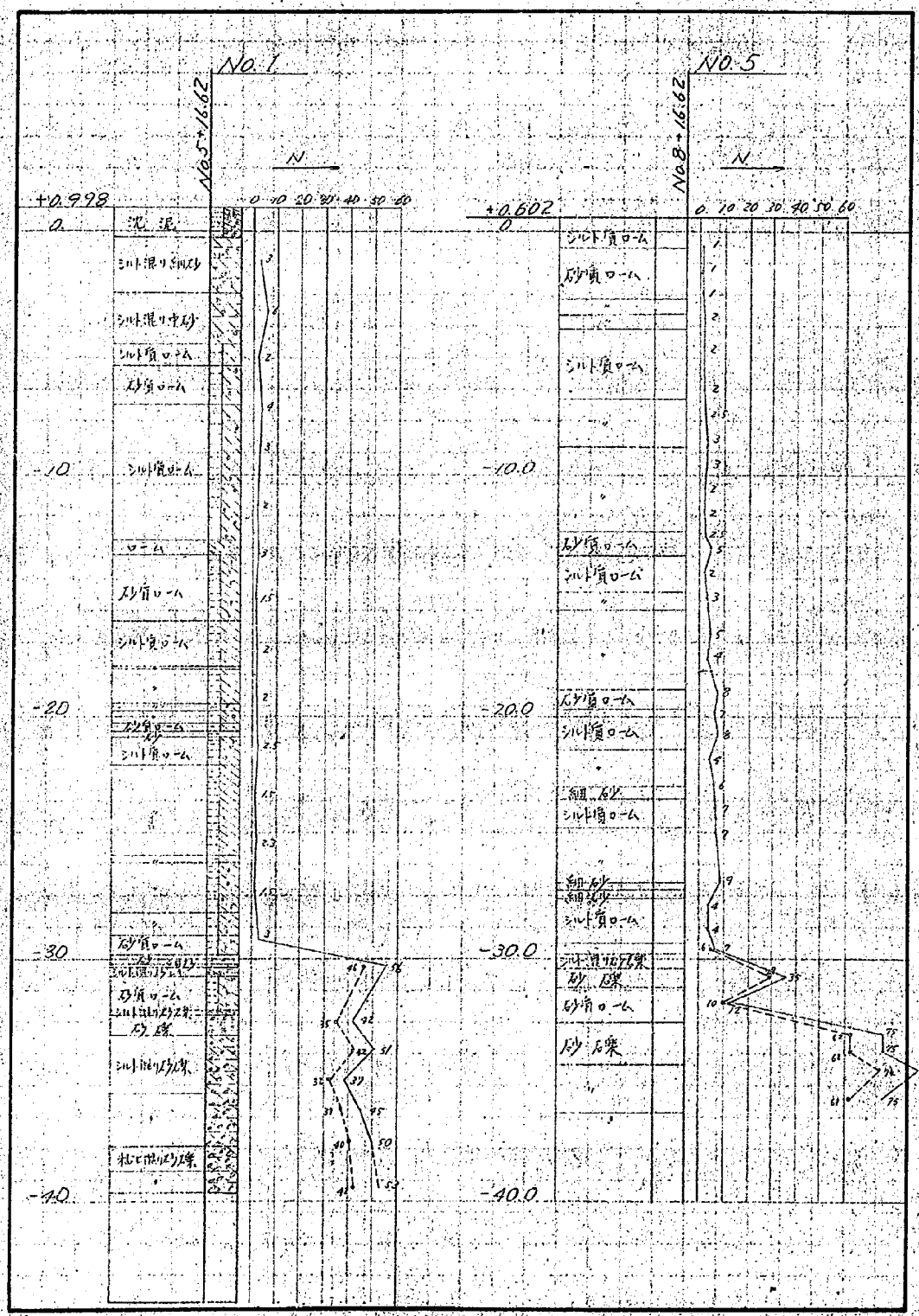
年度別ボーリング番号

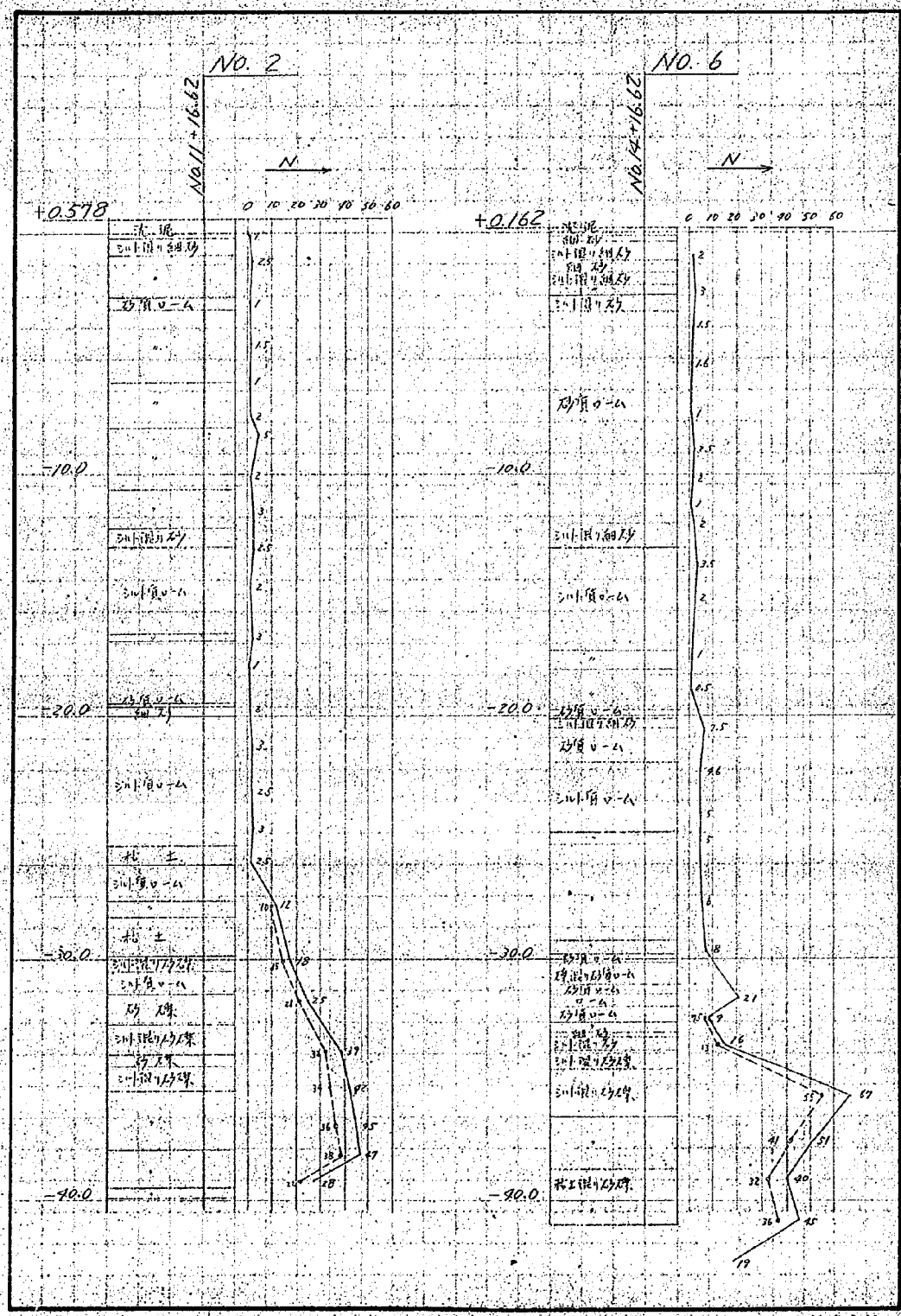
昭和39年度	No.1	No.2	No.3	No.4
昭和40年度	No.5	No.6	No.7	

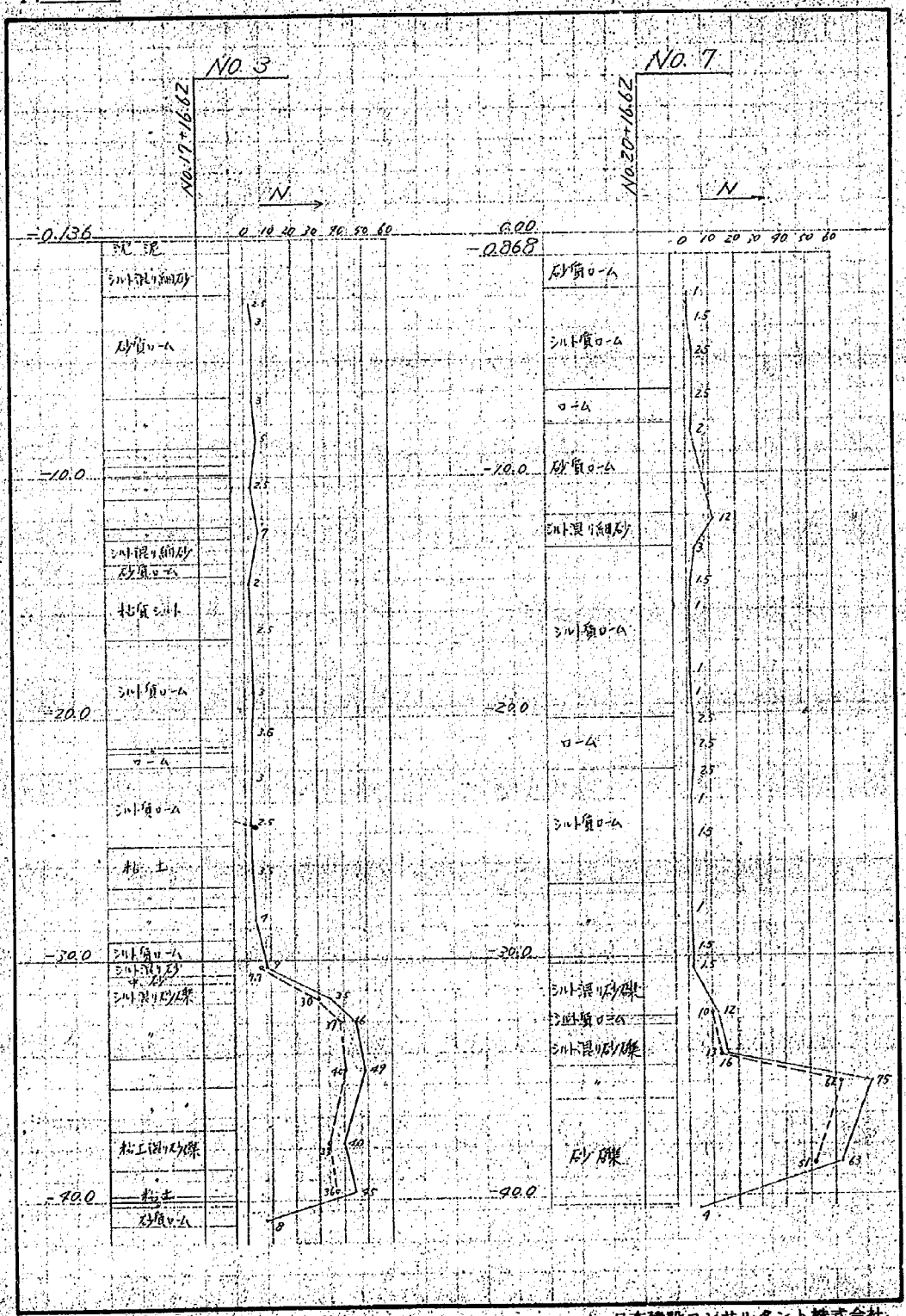
土佐湾頭にある高知平野の低地帯は東西方向に伸びる丘陵地帯が沈水して北方の断層崖から伸びる複合扇状地と、浦戸湾に流入する国分川、久万川、および鏡川などの流送土砂が堆積してできた複合三角洲よりなっている。当調査地点は浦戸湾の最奥部で、国分川、鏡川などの合流地点であり、所謂デルタ地帯である。沖積の状態も全般にゆるく、サンド、シルトの沖積よりなっており、当調査地点およびその付近に見られる基盤岩は古世代ペルム紀中世の虚空蔵山層群のもので主として砂岩であり、この砂岩は粗粒塊状で、チャートおよび石英の粒子を多く混入している。

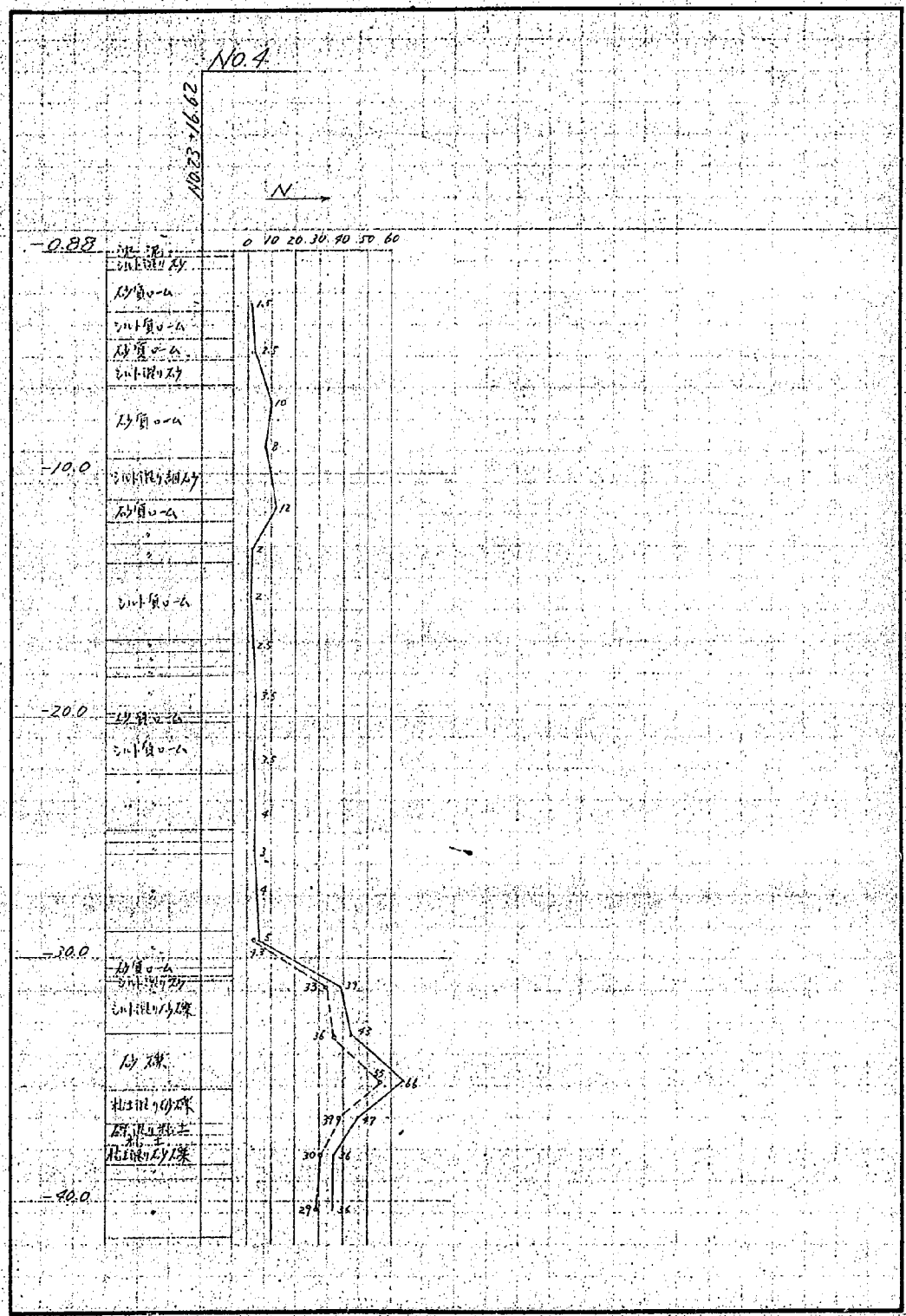

若松町側
南吸江側
No.1 (7.45, 4.0)
No.2 (127.45, 4.0)
No.3 (247.45, 4.0)
No.4 (367.45, 4.0)
No.5 (67.45, -1.2)
No.6 (187.45, -1.3)
No.7 (307.45, -1.3)
No.5 + 9.17
X
-X
Y
-Y
入口

ボーリング位置図


No.1
No.5
N
+0.998
+0.602
0
-10
-20
-30
-40
-10.0
-20.0
-30.0
-40.0
盛土
シルト混り細砂
シルト混り中砂
シルト質ローム
砂質ローム
ローム
細砂
シルト混り砂礫
砂礫


NO. 2
No.11 +16.62
N
0 10 20 30 40 50 60
+0.578
-10.0
-20.0
-30.0
-40.0
NO. 6
No.42 +16.62
N
0 10 20 30 40 50 60
+0.162
-10.0
-20.0
-30.0
-40.0


NO 3
No.11+16.62
N
0 10 20 30 40 50 60
-0.136
-10.0
-20.0
-30.0
-40.0
記 號
シルト混り細砂
砂質ローム
粘質シルト
シルト質ローム
ローム
粘土
シルト混り砂礫
粘土混り砂礫
NO 7
No.20+16.62
N
0 10 20 30 40 50 60
0.00
-0.868
-10.0
-20.0
-30.0
-40.0
砂質ローム
シルト質ローム
ローム
シルト混り細砂
シルト混り砂礫
砂礫


NO.4
NO.23 +16.62
N
0 10 20 30 40 50 60
-0.88
-10.0
-20.0
-30.0
-40.0

No.1～No.7までのボーリング柱状図およびN値のグラフを総括すると、地表から標高－30～－33mまでは主として砂質ローム および シルト質ローム でN値も最大で12程度の軟弱な地盤であり、それ以下には主としてシルト混りまたは粘土混り砂礫であるが、No.2とNo.7は上層の軟弱層から直ちに砂礫層が続いている。

1.6.2 支持層の決定

上記の概要に見るごとく、－30～33mまでの軟弱層は支持層となり得ないことは明らかであり、橋梁基礎の支持層として期待できるのはN＞30のシルトまたは粘土混りの砂礫層である。支持層の決定に際しては、基礎形式の種類も一因となるが、本橋の場合は、くい基礎の使用が既に決定されている。くい基礎には RCぐい、PCぐい、鋼ぐいおよび場所打ぐい が検討の対象となり、打込みによるくいの場合は貫入し得るN値の大きさが自から制限を受けるが、地盤の構成から見て、どのくいを用いても一応その先端は支持層に達するものと思われる。したがって支持層はN値、支持層の成層状態なども考慮して、下表のごとく決めることができる。

支持層の位置および地層

ボーリング番号	No.1	No.5	No.2	No.6	No.3	No.7	No.4
測点番号	No.5 +16.62	No.8 +16.62	No.11 +16.62	No.14 +16.62	No.17 +16.62	No.20 +16.62	No.23 +16.62
支持層位置(m)	－32.5	－32.5	－32.5	－34.5	－31.0	－34.5	－31.0
地層	シルト混り砂礫	砂礫	シルト混り砂礫	シルト混り砂礫	シルト混り砂礫	砂礫	シルト混り砂礫

1.6.3 N値の補正

N値の補正は"道路橋下部構造設計指針くい基礎の設計篇"(以下"くい指針"と略記する)より、ロットの長さによるN値の補正を行なうことにする。補正は次式による。

$$N = N'\left(1 - \frac{1}{200}x\right)$$

ここに

N ; 補正N値
N' ; 実測 〃
x ; ロットの長さ (m)

$\left(1 - \frac{1}{200}x\right)$

x	係数	x	係数	x	係数	x	係数
1	0.995	11	0.945	21	0.895	31	0.845
2	0.990	12	0.940	22	0.890	32	0.840
3	0.985	13	0.935	23	0.885	33	0.835
4	0.980	14	0.930	24	0.880	34	0.830
5	0.975	15	0.925	25	0.875	35	0.825
6	0.970	16	0.920	26	0.870	36	0.820
7	0.965	17	0.915	27	0.865	37	0.815
8	0.960	18	0.910	28	0.860	38	0.810
9	0.955	19	0.905	29	0.855	39	0.805
10	0.950	20	0.900	30	0.850	40	0.800

上式を用いて、前記のボーリング柱状図のN値を補正し、補正した値を図中に○印で示した。

1.7 くいの許容支持力

本橋の基礎構造は、"くい基礎"とすることが仕様できめられているので、以下、くいを対象として許容支持力を求める。

1.7.1 軸方向押込許容支持力

1本のくいの軸方向押込許容支持力は、そのくいの極限支持力を所定の安全率で除した値とするが、極限支持力の求め方には次のような方法がある。

a) 載荷試験による求め方
b) 静力学公式による求め方
c) くい打公式による求め方（支持ぐい）
d) 推定による求め方

くいの許容支持力は、載荷試験によって最も実際に近い値を求められるものであるが、本設計では b) の方法による。なお本橋附近の五台山橋の基礎地盤構成が良く近似しており、その架換くい打工事の記録があるので参考とする。

極限支持力が求まれば、その値を下表の安全率で除して軸方向押込許容支持力とすることができる。

荷重時の種類 ＼ くいおよび地盤の種類	支持ぐい	摩擦ぐい	
		良質の砂層	その他
常時	3	3	4
地震時	2	2	3

くいの静力学公式は数多く提案されているが、"くい指針"に提示されている式は次の4種である。

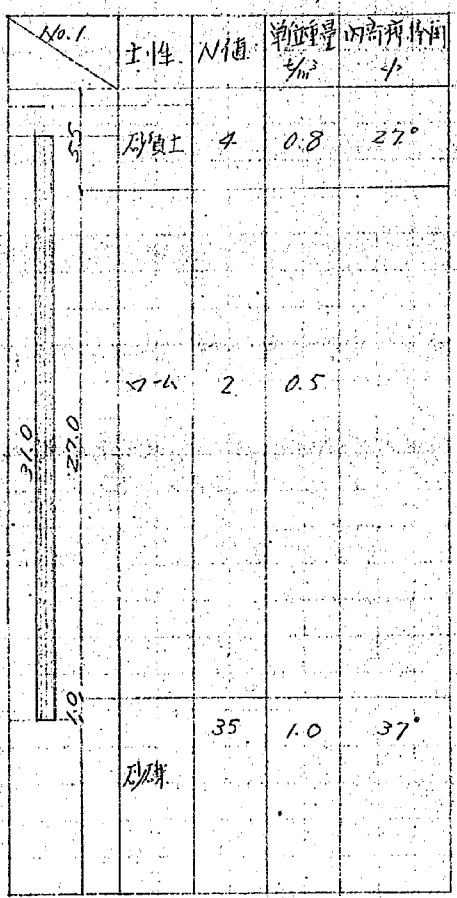
a) Terzaghi の式 (土質試験結果を用いた静力学的公式)
b) Meyerhof 〃 (標準貫入試験結果を応用する公式)
c) Dunham 〃
d) Dörr 〃 (古典的支持力公式

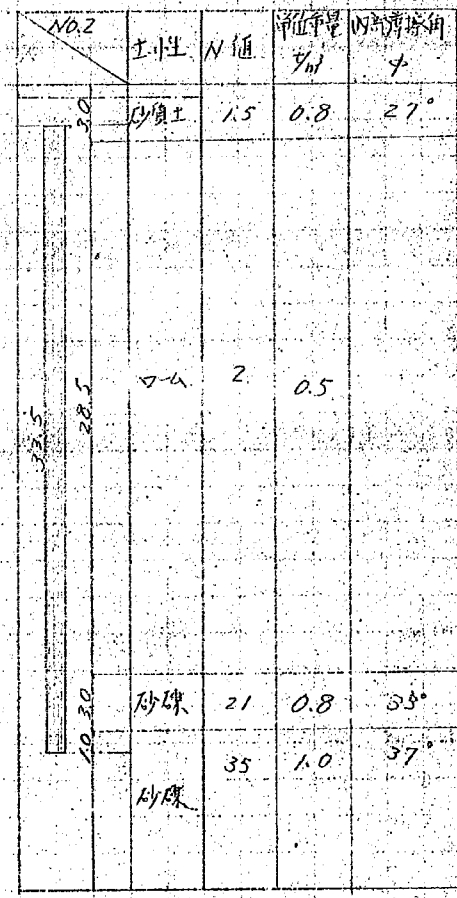
このうち Dunham は N値が $0 < N < 30$ の範囲に適用できるものであるが、本設計では支持層の N値が 30 を超えるため、この公式を用いることができない。なお Dunham はボーリングぐいのように、くい周辺の地盤を圧縮しないくいには適用できない。Dörr の式は主として摩擦ぐいに適用されるので、本設計のごとく支持ぐいを考慮している場合には、この式は妥当でない。したがって、本設計では、Terzaghi と Meyerhof の両公式を用いて検討することにする。たゞし"くい指針"によれば、Terzaghi 式は、本来浅い基礎を対象としたものであるから、くい先端が浅い場合、あるいは N値が 30 以下の場合に用いるのがよいとされており、Meyerhof 式は、本来は砂層における浅い基礎の理論であると記されている。

a) 計算を行なうボーリング資料

No. 1 ~ 2 のボーリング柱状図および N値のグラフより、各位置とも近似した地盤構成となっているが、大別すると No. 1, 5, 6, 7 と、No. 2, 3 の群にわけることができる。したがって、全ての位置について計算を行なうことは、地盤の支持力の性質上、余り意味がないと思われるので、安全側の考慮を加え、上記の大別したもの中から、それぞれ一つづつ選出して計算を行なうことにする。そのボーリング位置は No. 1 と No. 2 とする。

計算に当り、実際のN値は複雑な変化をしているが、計算に便のよう柱状図とにらみ合わせ、N値の変化は段階的に平均化することにした。N値は求められるので、判り易いように、各N値と結んでいるので、N=0の縦軸との間に囲まれた面積として見ることになるが、これは、柱状図の状態から判断を必要とするものである。したがって、上記の考慮をもって No.1 と No.2 を図示すると、下図のごとくなる。





（ここでは支持層中とのくいの根入れを1.0mとした。）

b) Terzaghi の式による場合

$$Ru = qdAp + UlfS$$

Ru	くいの極限支持力	t
Ap	くい先端面積	m²
qd	くい先端地盤の極限支持力	t/m²
U	くいの周長	m
l	地中部分におけるくい長	m
fs	くい周面摩擦力	t/m²

円形断面の場合　$q_d = 1.3\,cN_c + 0.6\,r\gamma_1 N_r + \gamma_2 D_f N_q$

c	土の粘着力 土の一軸圧縮強度の½でその最大値を3 t/ft²とする。	
Nc Nr Nq	くい先端地盤の支持力係数	
γ1	くい先端から下の土の単位体積重量	(t/m³)
γ2	くい先端から上の〃	〃
r	くいの半径	(m)
Df	地盤表面からくい先端までの深さ	〃
D	くい中	

ここにおいて基礎構造はくいであり、軟弱なローム層の圧密沈下による負の周面摩擦荷重を考慮する必要がある。よって上式は先端支持力のみとり上げる。

$$Ru = qdAp = (0.6\,r\gamma_1 N_r + \gamma_2 D_f N_q)Ap$$

くい先端は砂礫層であるので全面せん断を考えることができる。

支持力係数表

φ	Nr	Nq
35°	13	18
37°	45	60

なお、くいの先端の良質な地盤の摩擦抵抗は先端抵抗と考えてよいのであるが、ここでは無視した。

1) No. 1

$q_d = 0.6 \times 1^2 \times 1.0 \times 25 + (0.8 \times 5.5 + 0.5 \times 27.0 + 1.0 \times 1.0) \times 40$
$= 27r + 756$

くいきは、600、800、1000 および 1200 を対象とする。

φ600	$q_d = 8 + 756 = 764$ t/m²	$Ru =$	216 t/本
φ800	〃 $= 11 +$ 〃 $= 767$ 〃	〃 $=$	386 〃
φ1000	〃 $= 14 +$ 〃 $= 770$ 〃	〃 $=$	604 〃
φ1200	〃 $= 16 +$ 〃 $= 772$ 〃	〃 $=$	873 〃

ここに $Ap = 0.283$ m² (φ600) $Ap = 0.503$ (φ800)
〃 $= 0.785$ m² (φ1000) 〃 $= 1.131$ m² (φ1200)

2) No. 2

$q_d = 0.6 \times 1^2 \times 1.0 \times 45 + (0.8 \times 3.0 + 0.5 \times 28.5 + 0.8 \times 3.0 + 1.0 \times 1.0) \times 40$
$= 27r + 802$

φ600	$q_d = 8 + 802 = 810$ t/m²	$Ru =$	229 t/本
φ800	〃 $= 11 +$ 〃 $= 813$ 〃	〃 $=$	409 〃
φ1000	〃 $= 14 +$ 〃 $= 816$ 〃	〃 $=$	641 〃
φ1200	〃 $= 16 +$ 〃 $= 818$ 〃	〃 $=$	925 〃

c) Meyerhof の式による場合

$$Ru = 40 N Ap + \frac{1}{5} \overline{Ns} As + \frac{\overline{Nc}}{2} Ac$$

Ru ;	くいの極限支持力	(t)
Ap ;	くいの先端面積	(m²)
As ;	Ul_s	(m²)
N ;	くい先端地盤の N 値	
$\overline{Ns}$;	くい先端までの砂層の N 値の平均値	
$\overline{Nc}$;	〃 〃 〃 粘土層の 〃	
Ac ;	Ul_c	(m²)
l_c ;	粘土層中のくい長	(m)
l_s ;	砂層中のくい長	(〃)
U ;	くいの周長	(〃)

この場合も、Terzaghiの式の場合と同じく、先端支持力のみを考慮すると、上式は次のようになる。

$$Ru = 40NAp$$

N値は補正したN=35を用いれば、Ruは下表のようになる。

φ (mm)	600	800	1,000	1,200
Ap (m²)	0.283	0.503	0.785	1.131
Ru (t/本)	396	704	1,100	1,583

d) 五台山橋の架橋杭打工事資料

新青柳橋に架橋位置も近く、したがって地盤構成も近似している五台山橋の基礎くい打工事の記録から、くいの支持力を求めて見ることにする。五台山橋の基礎はPCくいを主くいとし、下くいはRCくいであり、斜くいは、角度が15°である。その地質柱状図およびN値は次頁に示すとくである。

くい打公式は"くい指針"にあるHileyの式を用いており、動的許容支持力は約130t/本（φ600）程度である。これに安全率3をとっている。

e) 許容支持力の決定

Meyerhofの式による場合、くい先端地盤のN値の補正を行なう必要があり、本地点のごとく、軟弱層（N=3～）から急変して支持層（N=35）にかっている地盤構成（No.1）では、補正N値はくい先端N値の½としても良いと思わ

れる。すなわち くい先端地盤のN値の補正は次式によっ

$$\overline{N} = \frac{N_1 + N_2}{2}$$

ここに $\overline{N}$; くい先端地盤の設計用N値
N_1 ; くい先端位置のN値
N_2 ; くい先端より上方に3.75D（D: くい径またはくい巾）の範囲における平均N値

で行なわれるからである。ボーリングNo.2のようなN値が変化の場合は ボーリングNo.1の場合と違って 補正N値はくい先端N値の1/2とはならないが、安全側の配慮から 1/2とする。したがって、Meyerhofの式によって求めたRuはすべて1/2とすることにする。

Terzaghiの式と Meyerhofの式から 求めたRuと、安全率をとりたてそれぞれの軸方向押込許容支持力は下表のごとくである。

ボーリングNo	くい径 (mm)	軸方向引抜極限支持力（t/本）		軸方向押込許容支持力（t/本）	
		Terzaghi	Meyerhof	Terzaghi	Meyerhof
No.1	φ600	216	198	72	66
	φ800	386	352	128	117
	φ1000	604	550	201	183
	φ1200	873	771	291	263
No.2	φ600	229	198	76	66
	φ800	409	352	136	117
	φ1000	641	550	213	183
	φ1200	925	771	308	263

ボーリングNo.1 No.2とも 支持力の大きさは大差がないので 計算が便利なように、本橋におけるくいの支持力はその位置においても同じ支持力の値を用いることにす

る。上記の表は、打込くいか、ボーリングくいかの配慮がされてない。打込くいの場合は支持力の割増し、ボーリングくいの場合は支持力の割引きを行なう必要がある。ここでは、φ600、800は打込くいと対象とし、φ1,000、1,200はボーリングくいを対象としているので、その考慮を行なって、本橋における各くいの押方向押込支持力は下表の通りに決定する。

	軸方向押込極限支持力(t)	軸方向押込許容支持力(t)	
		常時	地震時
φ600	225	75	110
φ800	375	125	185
φ1000	450	150	225
φ1200	630	210	315

1.2.2 軸直角方向許容支持力

"くい指針"によれば、「1本のくいの軸直角方向許容支持力は、そのくいの軸直角方向極限支持力を所定の安全率で除した値とする。ただし、くい本体各部の応力度が許容応力度をこえてはならない。上部構造からきまるくい頭の許容変位量が小さい場合には、この面からも制限される。」とあり、原則として、水平試験により求めること、軸直角方向許容支持力を求める適当な静力学公式は、現在のところまだ提案されていないので、ここでは、横方向地盤係数を求め、くいを弾性支承で支えられたはりと考えて、くい本体の応力度を計算し、その応力度が許容応力度に達する時の荷重を軸直角方向許容支持力とすること、上部構造の

支位置がとこられている場合には、これから求められるくい頭の許容支位置から軸直角方向許容支持力がさまってくることなどが記されている。

極限または許容支持力の求め方には次の方法がある。

イ　載荷試験による求め方
ロ　横方向地盤係数を用いた計算
ハ　推定による求め方

a)　横方向地盤係数

本設計において、軸直角方向許容支持力は、横方向地盤係数を用いた計算によって求めることとなるが、所謂K値は、次のごとく決められている。すなわち、本地点が極めて軟弱な地盤であり、くいの軸直角方向支持力を期待する地表部付近において、N値は1～2程度しかない。したがって、K値はどの地点においても地表下4mの範囲は0とし、それ以下におけるK値を、常時において $K=0.5\ kg/cm^3$、地震時において $K=0.8\ kg/cm^3$ とした。ただし、常時には原則として K値をつかわないことにする。この K値は深さが深くなっても一定である。

b)　くい軸直角方向力に対する諸数値

i)　くいの種類

くいは、φ600、800、1000 および1200 を対象としており、前2者が打込みぐい、後2者がボーリングぐいと考えている。打込みぐいは φ600 を鋼管と PCぐい、φ800 を鋼管、φ1000 は PCぐいと場所打コンクリートぐい、PCぐいは削孔した後に建て込むことを考えている。φ1200 は

場所打コンクリートくい のみである。これらの諸元を下表に示す。

摘要	種類	くい径 D	厚さ	断面二次モーメント I	断面係数 Z
φ600	鋼管	607.6 mm	12.7 mm	106000 cm⁴	3480 cm³
	PCくい	610. "	90 "	503,450 "	—
φ800	鋼管	812.8 "	12.7 "	256.000 "	6290 "
φ1000	PCくい	1000. "		3,730.000 "	—
	場所打コンクリートくい	1000. "	—	4910.000 "	—
φ1200	場所打コンクリートくい	1200. "	—	10,170.000 "	—

c) βの計算

"くい指針" により

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{KD}{4EI}} \quad (cm^{-1})$$

ここに K ; 横方向地盤係数 (kg/cm^3)
D ; くい径 (cm)
E ; くいの弾性係数 (kg/cm^2)
I ; くいの断面二次モーメント (cm^4)

また、くい材料によるくいの弾性係数は下表の通りとする

くい材料	弾性係数 (kg/cm^2)
コンクリート (場所打ち)	210.000
〃 (遠心力)	350.000
鋼 材	2100.000

したがって、$K=0.8\ kg/cm^3$ と $K=0.5\ kg/cm^3$ の場合のβの計算結果は次頁の表のごとくである。

β の表

称呼	種類	K=0.5 kg/cm³	K=0.8 kg/cm³
φ600	鋼管	2.41×10⁻³	2.71×10⁻³
	PCぐい	2.55 〃	2.87 〃
φ800	鋼管	2.09 〃	2.35 〃
φ1000	PCぐい	1.76 〃	1.98 〃
	場所打コンクリートぐい	1.87 〃	2.10 〃
φ1200	場所打コンクリートぐい	1.63	1.83 〃

$\sqrt[4]{0.5} = 0.84089$　$\sqrt[4]{0.8} = 0.94574$

d) 算式および計算結果

くいとフーチングの連結は剛結とし、π/β 以上の長さのくいが地中に埋込まれ、くい頭は突出している場合、大頭を一点とした半無限長の弾性床上のくいの、くい頭変位、くい頭拘束モーメントは次のごとくである。

$$\delta = \frac{H\{(1+\beta h)^3+2\}}{12EI\beta^3}$$

$$M_0 = \frac{H}{2\beta}(1+\beta h)$$

	称呼	種類	β	β²	β³	βh
1	φ600	鋼管	2.71×10⁻³	0.07344×10⁻⁶	0.0199×10⁻⁶	0.6775
2		PCぐい	2.87 〃	0.08237×〃	0.0236×〃	0.7175
3	φ800	鋼管	2.35 〃	0.05523×〃	0.0130×〃	0.5875
4	φ1000	PCぐい	1.98 〃	0.03920×〃	0.00776×〃	0.4950
5		場所打コンクリートぐい	2.10 〃	0.04410×〃	0.00926×〃	0.5250
6	φ1200	場所打コンクリートぐい	1.83 〃	0.03349×〃	0.00613×〃	0.4575

	1+βh	(1+βh)³	(1+βh)³+2	EI	12EIβ³	δ
1	1.6775	4.720	6.720	2.226×10¹¹	5.316×10⁴	7.26×10⁻⁴ H
2	1.7175	5.066	7.066	1.762×10¹¹	4990×〃	1.42 〃
3	1.5875	4.001	6.001	5.376×10¹⁰	8387×〃	0.716 〃
4	1.4950	3.341	5.341	13.055×10¹⁰	12.157×〃	0.439 〃
5	1.5250	3.547	5.547	10.311×10¹⁰	11.458×〃	0.484 〃
6	1.4575	3.096	5.096	21.352×10¹⁰	15.710×〃	0.324 〃

	杭呼	種類	δ (H=10t)	zβ	M₀	M₀ (H=10t)
1	φ600	鋼管	1.26 cm	5.92×10⁻³	309.5 t·m	31.0 t·m
2		PCくい	1.42 "	5.79 "	299.2 "	29.9 "
3	φ800	鋼管	0.716 "	4.70 "	337.8 "	33.8 "
4	φ1000	PCくい	0.439 "	3.96 "	377.5 "	37.8 "
5		場所打コンクリートくい	0.484 "	4.20 "	363.1 "	36.3 "
6	φ1200	場所打コンクリートくい	0.324 "	3.66 "	398.2 "	39.8 "

ここに、くいの突出長は フーチングの天端を ±0.00 m とし、フーチングの厚さを 1.5m とすると、2.5m くいが突出していることになる。

e) 各くいの許容耐荷力および水平変位

各くいの材料の許容応力度からきまる くいの許容耐荷力を求めることにする。地震時を対象とする。

i) 鋼管くい

作用軸直力 N くいの許容支持力を f_{sa} = 1950 kg/cm² とすれば

φ600 : $Z = 3480\ cm^3$ $A_s = 238.2\ cm^2$

$$M_0 = Z\left(f_{sa} - \frac{N}{A_s}\right) = 3480\left(\frac{1950}{1.62} - \frac{110000}{238.2}\right)$$

$$= 3480 \times 1188 = 41.3\ t\cdot m$$

$$H = \frac{z\beta M_0}{1+\phi k} = \frac{5.92\times10^{-3}\times 41.3\times10^5}{1.6775} = 13.1\ t$$

$$\delta = 1.99\ cm$$

φ800 : $Z = 6290\ cm^3$ $A_s = 319.2\ cm^2$

$$M_0 = 6290\left(\frac{1950}{1.80} - \frac{185000}{319.2}\right)$$

$$= 6290 \times 137 = 86.2\ t\cdot m$$

$$H = \frac{4.70\times10^{-3}\times 86.2\times10^5}{1.5375} = 25.5\ t$$

$$\delta = 2.19\ cm$$

ii) PCくい

φ600　設計曲りモーメント $M_0 = 23.0\ t\cdot m$

$$H = \frac{2\beta M_0}{1+\beta h} = \frac{5.74\times10^{-3}\times23\times10^{5}}{1.7175} = 7.69\ t$$

$\delta = 1.31\ cm$

φ1000　$M_0 = 93\ t\cdot m$

$$H = \frac{3.96\times10^{-3}\times93\times10^{5}}{1.495} = 24.6\ t$$

$\delta = 1.30\ cm$

iii) 場所打コンクリートくい

作用鉛直力は0とし、曲りモーメントのみ作用するくいを対象とする。コンクリートの許容応力度はベントくいを対象としているので、許容応力度は70%となる。したがって　$\sigma_{ca} = (70\times0.7)\times1.5 = 73.5\ kg/cm^2$

φ1000

$r = 50\ cm$　$r' = 37.5\ cm$　$\frac{r'}{r} = 0.75$

$A_s = 20\text{-}D32 = 7.942\times20 = 158.8\ cm^2$　$p = 0.0202$

"ノモグラム"より　$C_1 = 0.86$

$M = \sigma_c C_1 r^3 = 73.5\times0.86\times125\times10^3 = 60.6\ t\cdot m$

$H = \frac{60.6\times4.20\times10^2}{1.525} = 16.7\ t$　$\delta = 0.97\ cm$

φ1200

$r = 60\ cm$　$r' = 47.5\ cm$　$\frac{r'}{r} = 0.791$

$A_s = 24\text{-}D32 = 7.942\times24 = 190.8\ cm^2$　$p = 0.0169$

"ノモグラム"より　$C_1 = 0.64$

$M = \sigma_c C_1 r^3 = 73.5\times0.64\times216\times10^3 = 101.6\ t\cdot m$

$H = \frac{101.6\times3.66\times10^2}{1.7575} = 25.5\ t$　$\delta = 0.99\ cm$

1-2-3 軸方向許容引抜力

"くい指針"によれば「1本のくいの許容引抜力は、そのくいの極限引抜力を所定の安全率で除した値とする。ただし、この値は、くい本体の許容軸方向引張力をこえてはならない。上部構造からきまるくい頭の許容変位量が小さい場合には、この面からも制限される」とあり、原則として引抜試験より求めることとされているが、静力学公式を使用しても良いことになっている。

本設計においては、静力学公式によってくいの許容引抜力を求める。

くいの許容引抜力は極限引抜力を下表に示す安全率で除したものとする。

載荷時の種類 ＼ 地盤の種類	良質な砂層	良質な粘土層	その他
常時	※	※	※
地震時	2	3	※

※ 引抜力は考慮してはならない。

くいが引抜荷重に抵抗できると考えられる場合は、粘性土および砂質土に対してそれぞれ次式を用いる。

粘性土　$R_A = Ul_2 c$

砂質土　$R_A = \frac{1}{2} f K_0 \gamma U l^2$

R_A ; くいの極限引抜力　(t)
c ; くいの周面粘着力　(t/m²)
U ; くいの周長　(m)
l_2 ; 地中部分にあるくい長　(m)
f ; くい表面と土の摩擦係数
K_0 ; 土圧係数
γ ; 土の単位体積重量　(t/m³)

粘着力cの値は一軸圧縮強度の1/2とするが、その最大値は3t/m²とする。

くいの摩擦力については、これはくいの周表面に一様にせん断抵抗が分布して生ずるものと考えるが、この場合、せん断抵抗としては地盤がある程度以上軟弱な時は破壊がくい周表面より地盤内で行われるから q_u/2 を採用して良いが、地盤がある程度以上固くなると、破壊がくい周表面で行われるようになるので、地盤の粘着力に対する低減係数を乗じた吸着力を考える。一般に粘着力が3t/m²以下の小さな値の時には地盤の粘着力で、それ以上の時は吸着力で決まるとされている。したがって上記の3t/m²を限度としてくい周面粘着力をとることは意味がある。

砂質土の場合に、fはN値からきまる土の内部摩擦角φから、f=σ tanφ とすることができるが、"くい指針"の表-3.1にはfの値が土の種類により示されている。K_hの値は、主働値（0.25~0.7）と受働値（2.5~4.6）との間の任意の値を選び得るわけで、K_hを受働土圧係数と見なせば過大になり、主働土圧と見なせば過小となる。くい周におけるK_hの値は、一般にくい先端に近いところでは小さく、くい先端の根入長が短かい時には主働土圧に近い小さな値をとるが、摩擦くいまたは摩擦くいに近いような根入長の大なるものでは、K_h=4.0~4.5 kg/cm³程度の大きい値を考えても良いようである。本設計では K_h=4 として計算する。

したがって、極限引抜力の計算は、砂質土も粘性土とも問わず、N値から算出する方法によることとする。N値と周面摩擦力の関係は"くい指針"の図-3.4による。

a) 計算

No.1	土性	N値	周面摩擦力 t/m²	極限引抜力 t/m
5.5	砂質土	4	無視	
27.0	ローム	2	$\frac{1.0+0.4}{2}$ = 0.7	18.9
1.0			6.44	6.4
	砂礫	35		
計			〃	25.3

No.2	土性	N値	周面摩擦力 t/m²	極限引抜力 t/m
3.0	砂質土	1.5	無視	
28.5	ローム	2	$\frac{1.0+0.4}{2}$ = 0.7	20.0
3.0	砂礫	21	5.80	17.4
1.0			6.84	6.8
	砂礫	35		
計				44.2

ここに ロームの周面摩擦力は 粘性土と砂質土の平均値とする。

No.1 $R_f' = \frac{1}{2} f K_n \gamma l'$

$= \frac{1}{2} \tan 35° \times 1.0 \times (0.8 \times 5.5 + 0.5 \times 27.0 + 1.0 \times \frac{1.0}{2})$

$= 0.5 \times 0.7 \times 1.0 \times 18.4 = 6.44\ t/m^2$

No.2 $R_f' = \frac{1}{2} \tan 33° \times 1.0 \times (0.8 \times 3.0 + 0.5 \times 28.5 + 0.8 \times \frac{3.0}{2})$

$= 0.5 \times 0.65 \times 1.0 \times 17.85 = 5.80\ t/m^2$

$R_f' = \frac{1}{2} \times \tan 35° \times 1.0 \times (0.8 \times 3.0 + 0.5 \times 28.5 + 0.8 \times 3.0 + 1.0 \times \frac{1.0}{2})$

$= 0.5 \times 0.7 \times 1.0 \times 19.55 = 6.84\ t/m^2$

安全率を3とし，各くい径に対する地表面の極限引抜力と許容引抜力を求めると下表の通りである。

くい径(m)	くい周長(m)	極限引抜力(t)		許容引抜力(t)	
φ0.6	1.88	47.6	83.1	16	27
φ0.8	2.51	63.5	110.7	21	33
φ1.0	3.14	79.4	138.8	26	46
φ1.2	3.77	95.4	166.6	31	55
ボーリングNo		No.1	No.2	No.1	No.2

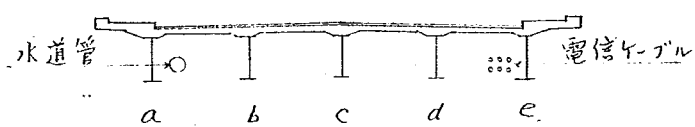
この他，くいの自重（浮力を考慮したもの）も引抜きに対して抵抗する。

1.8. 設計概要

1.8.1 上部構造.

第1案は、5径間連続鋼板桁橋 (5@37.6)×2 であり、橋体は Leonhardt の簡易計算法により、格子桁として計算し断面決定を行なう。(ただし 横桁としては対傾構を換算した仮想桁を考える)。

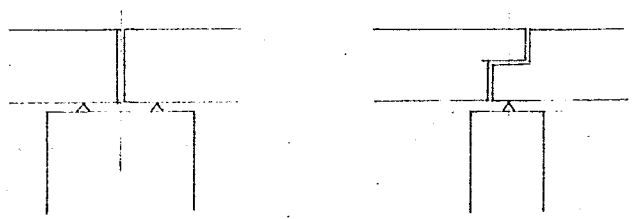
この場合、主桁は下図に示すa桁およびb桁のみ計算し、e桁はa桁、c,d桁はb桁と同一断面のものを用いることにする。また対傾構は径間中央点のものみ計算し、他も全て同一断面とする。



他に、橋台端部の補強、脚柱の沈下に備えて ジャッキアップのできるように考慮している。

1.8.2 下部構造

上部構造は、5径間連続桁が2連となっており、その接続は、橋脚上に支承を2ヶ設けることをせず、両者を下図のごとく架り違いとして、この橋脚の寸法を他の橋脚と同様として外観を良くした。



不採用　　採用

橋脚は固定支承橋脚において最小寸法を決め、可動支承橋脚は同一形状として、内部を中空とし、死荷重の軽減につとめた。橋脚の平面形状は、上下流端が問題となるが、上部構造が等高で直線を形成しているので、下部構造も曲線を止めて、直線で構成することにした。

橋台は、土圧を作用させないように、短支間のR.C床版橋を介在させ、上下流側に続く護岸を橋台の背後に廻わした。南吸江側は、下流側から直角に入ってくる取付道路を上記のR.C床版橋に導いた。

基礎工は、可動支承橋脚と橋台には場所打コンクリートの鉛直杭とし、固定支承橋脚は斜杭となる関係上、鋼管杭を用いる。

2. 上部構造 -1 (5径間連続部)

2.1 床版

2.1.1 車道部連続版

死荷重 アスファルト舗装 $2.3 \times 0.05 \times 1 = 0.115$ t/m
RC床版 $2.5 \times 0.17 \times 1 = 0.425$ 〃
$w_d = 0.540$ t/m

活荷重

$$i = \frac{2.0}{50+\ell} = \frac{2.0}{50+3.4} = 0.375$$

$$\therefore P(1+i) = 8.0 \times 1.375 = 11.0 \text{ t}$$

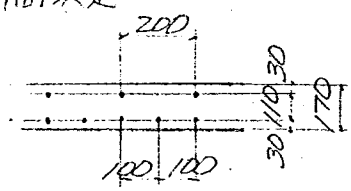
曲げモーメント

$$M_d = \frac{1}{10} w_d \ell^2 = \frac{1}{10} \times 0.540 \times 3.4^2 = 0.62 \text{ tm}$$

$$M_{L+i} = \frac{0.4P(1+i)(\ell-1)}{\ell+0.4} = \frac{0.4 \times 11.0 \times (3.4-1)}{3.4+0.4} = 2.78 \text{ 〃}$$

$$\Sigma M = 3.40 \text{ tm}$$

断面決定

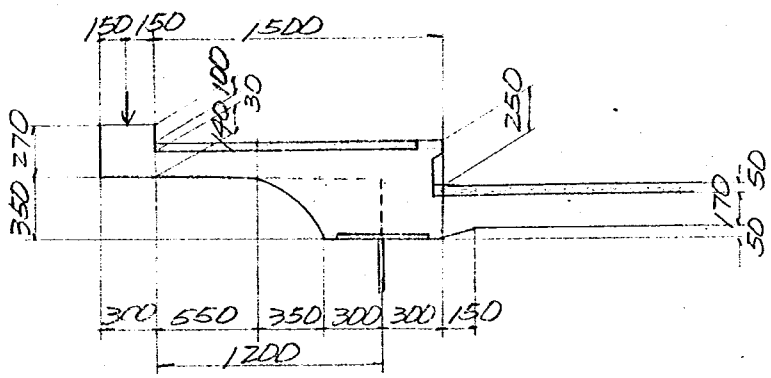


φ16 SD30 を上図の如く配筋すると

$$\sigma_c \fallingdotseq \frac{340000}{4530} = 75 \text{ kg/cm}^2 < 80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t \fallingdotseq \frac{340000}{236} = 1440 \text{ 〃} < 1600 \text{ 〃}$$

2.1.2 歩道部片持版



地覆　$2.5 \times 0.3 \times 0.27 \times 1 = 0.203\ t$

高欄　$= 0.030\ "$

$W_1 = 0.233\ t$

高欄推力　$P_H = 0.250\ t$

ハンチ重量　$W_2 \fallingdotseq 2.5 \times \frac{1}{2} \times (0.3 + 0.15) \times 0.35 \times 1$

$= 0.416\ t$

舗装　$2.3 \times 0.03 \times 1 = 0.069\ t/m$

床版　$2.5 \times 0.24 \times 1 = 0.350\ "$

群集荷重　$0.500 \times 1 = 0.500\ "$

$q = 0.919\ t/m$

曲げモーメント

$M \fallingdotseq 0.233 \times 1.35 + 0.250 \times 0.9 + 0.416 \times 0.3 + \frac{1}{2} \times 0.919 \times 1.2^2$

$= 0.31 + 0.23 + 0.12 + 0.66 = 1.32\ t\,m$

よって 充分安全である.

2.2 主桁

2.2.1 横方向影響線

反力、及び剪断力の計算は慣用計算法による。
曲げモーメントの計算に対する荷重度は Leonhardt の g_{ik} を横方向影響線として用いて計算する。

主桁と対傾構の剛比を次のごとく仮定する：

第1径間　$j = \frac{J_R}{J} = 1.0$　　$\frac{T}{J} = 0.07$

第2径間　$j = \frac{J_R}{J} = 1.0$　　$\frac{T}{J} = 0.09$

Steifigkeitsgrad. z の計算.

$$z = \frac{i}{k} \cdot \left(\frac{l}{2a}\right)^3 \cdot \frac{T}{J}$$

但し　J_R ：外主桁の断面2次モーメント
J ：中主桁の　〃
T ：対傾構の換算断面2次モーメント
i ：対傾構数に対する補正係数
k ：連続桁に対する補正係数
l ：支間
a ：主桁間隔.

補正係数 k の計算.

$$k = \frac{\delta^{00}}{\delta^0}$$

第1径間　$EI\delta^{00} = \frac{l^3}{48}$

$$EI\delta^0 = \frac{l^3}{48} - \frac{0.1005}{16} l^3 = \frac{0.6985}{48} l^3$$

$$\therefore k_1 = \frac{1}{0.6985} = 1.432$$

第2径間

$$EI\delta^{00} = \frac{\ell^3}{48}$$

$$EI\delta^{0} = \frac{\ell^3}{48} - \frac{1}{16}(0.0736+0.0807)\ell^3 = \frac{0.5371}{48}$$

$$\therefore f_{R2} = \frac{1}{0.5371} = 1.862$$

中間対傾構の数は各径間共 5 であるから $i=2.0$.

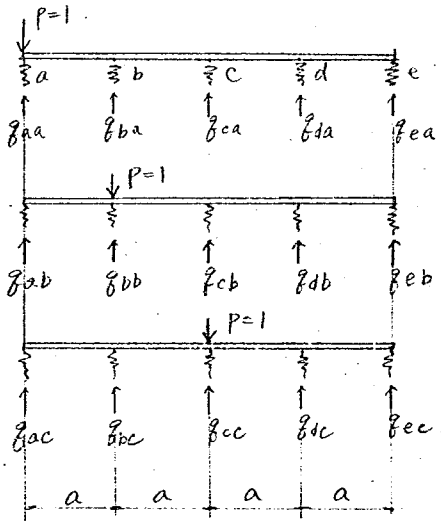
∴第1径間

$$Z = \frac{2.0}{1.432} \times \left(\frac{34.6}{2\times 3.4}\right)^3 \times 0.07 = 12.9$$

第2径間

$$Z = \frac{2.0}{1.862} \times \left(\frac{34.6}{2\times 3.4}\right)^3 \times 0.09 = 12.7$$

従って 各径間共 $j=1.0$ $Z=13$ と仮定して
計算を進めることにする.



Leonhardt の g_{ik} は Homberg の B_{ik} と同じものであるから Homberg の表 (Einflußflächen für Kreuzwerke S. 112) に於て $r=1.0$、$z=12$ 及び $r=1.0$、$z=14$ の補間より $r=1.0$、$z=13$ の場合の g_{ik} を計算すると

$$g_{aa} = \frac{0.7054 + 0.6949}{2} = 0.700$$

$$g_{ab} = \frac{0.3408 + 0.3471}{2} = 0.344$$

$$g_{ac} = \frac{0.0952 + 0.1053}{2} = 0.100$$

$$g_{ad} = \frac{-0.0342 - 0.0313}{2} = -0.033$$

$$g_{ae} = \frac{-0.1071 - 0.1159}{2} = -0.112$$

} 外桁(a)

$$g_{ba} = g_{ab} = 0.344$$

$$g_{bb} = \frac{0.3501 + 0.3441}{2} = 0.347$$

$$g_{bc} = \frac{0.2432 + 0.2392}{2} = 0.241$$

$$g_{bd} = \frac{0.1001 + 0.1009}{2} = 0.101$$

$$g_{be} = g_{ad} = -0.033$$

} 中桁 (b)

$$g_{ca} = g_{ac} = 0.100$$

$$g_{cb} = g_{bc} = 0.241$$

$$g_{cc} = \frac{0.3234 + 0.3110}{2} = 0.317$$

$$g_{cd} = g_{cb} = 0.241$$

$$g_{ce} = g_{ca} = 0.100$$

} 中桁 (c)

cf. $g_{da} = g_{ad} = g_{be} = -0.033$　$g_{ea} = g_{ae} = -0.112$
であるから

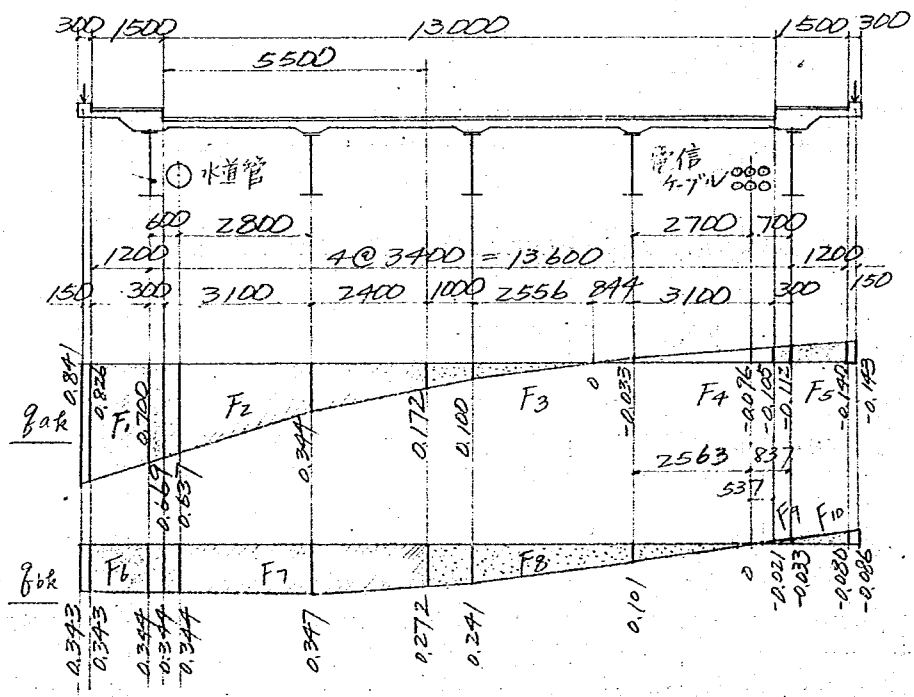
$g_{aa} + g_{ba} + g_{ca} + g_{da} + g_{ea}$
$= 0.700 + 0.344 + 0.100 - 0.033 - 0.112 \fallingdotseq 1.$

$g_{db} = g_{bd} = 0.101$　$g_{eb} = g_{be} = -0.033$ であるから
$g_{ab} + g_{bb} + g_{cb} + g_{db} + g_{eb}$
$= 0.344 + 0.347 + 0.241 + 0.101 - 0.033 = 1.$

$2(g_{ac} + g_{bc}) + g_{cc}$
$= 2 \times (0.100 + 0.241) + 0.317 \fallingdotseq 1.$

2.2.2. 荷重度

曲げモーメント及びたわみの計算に対する荷重度



$F_1 = \frac{1}{2} \times (0.826 + 0.669) \times 1.5 = 1.121$

$F_2 = \frac{1}{2} \times (0.669 + 0.344) \times 3.1 + \frac{1}{2} \times (0.344 + 0.172) \times 2.4$

$= 1.570 + 0.619 = 2.189$

$F_3 = \frac{1}{2} \times (0.172 + 0.100) \times 1.000 + \frac{1}{2} \times 0.100 \times 2.556$

$= 0.136 + 0.128 = 0.264$

$F_4 = \frac{1}{2} \times (-0.033) \times 0.844 + \frac{1}{2} \times (-0.033 - 0.105) \times 3.1$

$= -0.014 - 0.214 = -0.228$

$F_5 = \frac{1}{2} \times (-0.105 - 0.140) \times 1.5 = -0.184$

$F_1 + F_5 = 1.121 - 0.184 = 0.937$

$F_2 + \frac{1}{2} F_3 = 2.189 + \frac{1}{2} \times 0.264 = 2.321$

$F_2 + F_3 + F_4 = 2.189 + 0.264 - 0.228 = 2.225$

$F_6 = \frac{1}{2} \times (0.343 + 0.344) \times 1.5 = 0.515$

$F_7 = \frac{1}{2} \times (0.344 + 0.347) \times 3.1 + \frac{1}{2} \times (0.347 + 0.272) \times 2.4$

$= 1.071 + 0.743 = 1.814$

$F_8 = \frac{1}{2} \times (0.272 + 0.241) \times 1.000 + \frac{1}{2} \times (0.241 + 0.101) \times 3.4$

$+ \frac{1}{2} \times 0.101 \times 2.563 = 0.257 + 0.581 + 0.129 = 0.967$

$F_9 = \frac{1}{2} \times (-0.021) \times 0.537 = -0.006$

$F_{10} = \frac{1}{2} \times (-0.021 - 0.080) \times 1.5 = -0.076$

$F_6 + F_{10} = 0.515 - 0.076 = 0.439$

$F_7 + \frac{1}{2} F_8 = 1.814 + \frac{1}{2} \times 0.967 = 2.298$

$F_7 + F_8 + F_9 = 1.814 + 0.967 - 0.006 = 2.775$

外桁 (a)

歩道部舗装及び床版	(0.069+0.350)×0.937	= 0.393 t/m
車道部 〃	(0.115+0.425)×2.225	= 1.202 〃
高欄及び地覆	0.233×(0.841-0.143)	= 0.163 〃
水道管	0.190×0.637	= 0.121 〃
電信ケーブル	0.090×(1-0.096)	= -0.009 〃
外桁ハンチ	0.650×(0.700-0.112)	= 0.382 〃
中桁ハンチ	0.080×(0.344+0.100-0.033)	= 0.033 〃
鋼 重	0.150×16.0×1/5	= 0.480 〃
その他		= 0.015 〃
		w_d = 2.780 t/m

線荷重	P = 5.0×2.321	= 11.61 t
等分布活荷重	p = 0.35×2.321	= 0.812 t/m
群集荷重	g = 0.35×1.121	= 0.392 t/m

中桁 (b)

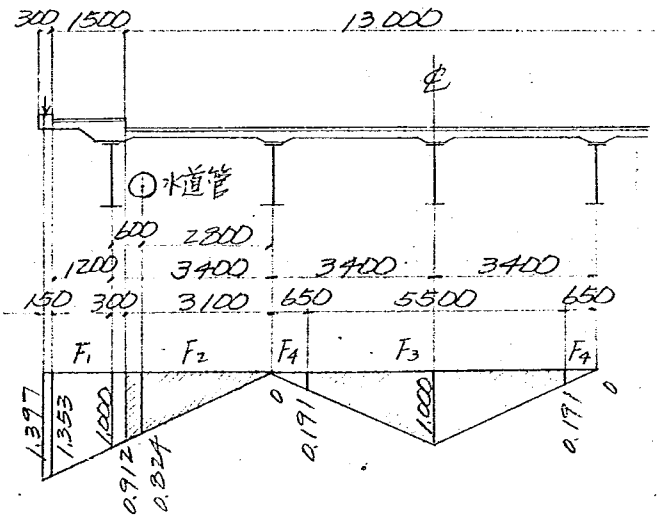
歩道部舗装及び床版	(0.069+0.350)×0.939	= 0.184 t/m
車道部 〃	(0.115+0.425)×2.775	= 1.499 〃
高欄及び地覆	0.233×(0.343-0.086)	= 0.060 〃
水道管	0.190×0.344	= 0.065 〃
電信ケーブル		= ——
外桁ハンチ	0.650×(0.344-0.033)	= 0.202 〃
中桁ハンチ	0.080×(0.347+0.241+0.101)	= 0.055 〃
鋼 重	0.150×16.0×1/5	= 0.480 〃
その他		= 0.015 〃
		w_d = 2.560 t/m

集中荷重　$P = 5.0 \times 2.298 = 11.49\ t$

等分布荷重　$p = 0.35 \times 2.298 = 0.804\ t/m$

群集荷重　$g = 0.35 \times 0.515 = 0.180\ "$

反力及び剪断力の計算に対する荷重度



$F_1 = \frac{1}{2} \times (1.353 + 0.912) \times 1.5 = 1.699$

$F_2 = \frac{1}{2} \times 0.912 \times 3.1 = 1.414$

$F_3 = \frac{1}{2} (0.191 + 1.000) \times 5.5 = 3.275$

$F_4 = 3.400 - 3.275 = 0.125$

$F_3 + \frac{1}{2} F_4 = 3.275 + \frac{1}{2} \times 0.125 = 3.338$

$F_3 + F_4 = 3.400$

外桁 (a)

歩道部舗装及び床版	(0.069 + 0.350) × 1.699	= 0.712 t/m
車道部 〃	(0.115 + 0.425) × 1.414	= 0.764 〃
高欄及び地覆	0.233 × 1.397	= 0.326 〃
水道管	0.190 × 0.824	= 0.157 〃
外桁ハンチ		= 0.650 〃
鋼重		= 0.480 〃
その他		= 0.011 〃
		w_1 = 3.100 t/m

線荷重 $P = 5.0 \times 1.414 = 7.07$ t
等分布活荷重 $p = 0.350 \times 1.414 = 0.495$ t/m
群集荷重 $g = 0.350 \times 1.699 = 0.595$ 〃

中 桁 (c)

車道部舗装及び床版	(0.115 + 0.425) × 3.400	= 1.836 t/m
中桁ハンチ		= 0.080 〃
鋼重		= 0.480 〃
その他		= 0.014 〃
		w_1 = 2.410 t/m

線荷重 $P = 5.0 \times 3.338 = 16.69$ t
等分布活荷重 $p = 0.350 \times 3.338 = 1.168$ t/m

2.2.3. 主桁の曲げモーメント

Leonhardt の簡易計算法では 主桁の曲げモーメントは
近似的に次式で計算される.

$$M = M^0 g_{ik} + M' g_{ik}'$$

ここで M^0 : 対傾構を取除いた単独連続桁の曲げモーメント
M' : 対傾構取付点をも剛支点と考えた連続桁の〃

$$g_{ik}' = -g_{ik} \quad (i \neq k), \qquad g_{ii}' = 1 - g_{ii}$$

ところで 対傾構数が多い場合 第2項による影響は僅少
であるので 本書では第2項を省略し

$$M = M^0 g_{ik}$$

で計算することにする. かつ g_{ik} は支間中央に於ける値が
全径間にわたり一定であるものとする.

活荷重の衝撃係数は等径間連続桁であるから各点に於て

$$i = \frac{20}{50+\ell} = \frac{20}{50+34.6} = 0.236$$

従って 外桁 及び 中桁に作用する荷重度は

外桁 $w_d = 2.78$ t/m
$g = 0.392$ 〃
$P_{1+i} = 1.236 \times 11.61 = 14.3$ t
$p_{1+i} = 1.236 \times 0.812 = 1.00$ t/m

中桁 $w_d = 2.56$ t/m
$g = 0.180$ 〃
$P_{1+i} = 1.236 \times 11.49 = 14.2$ t
$p_{1+i} = 1.236 \times 0.804 = 0.994$ t/m

よって Angerの表を用いて径間10等分点の曲げモーメントを計算すれば次の通り. (単位 t·m).

(注. *印は活荷重1.3倍済).

[外桁]

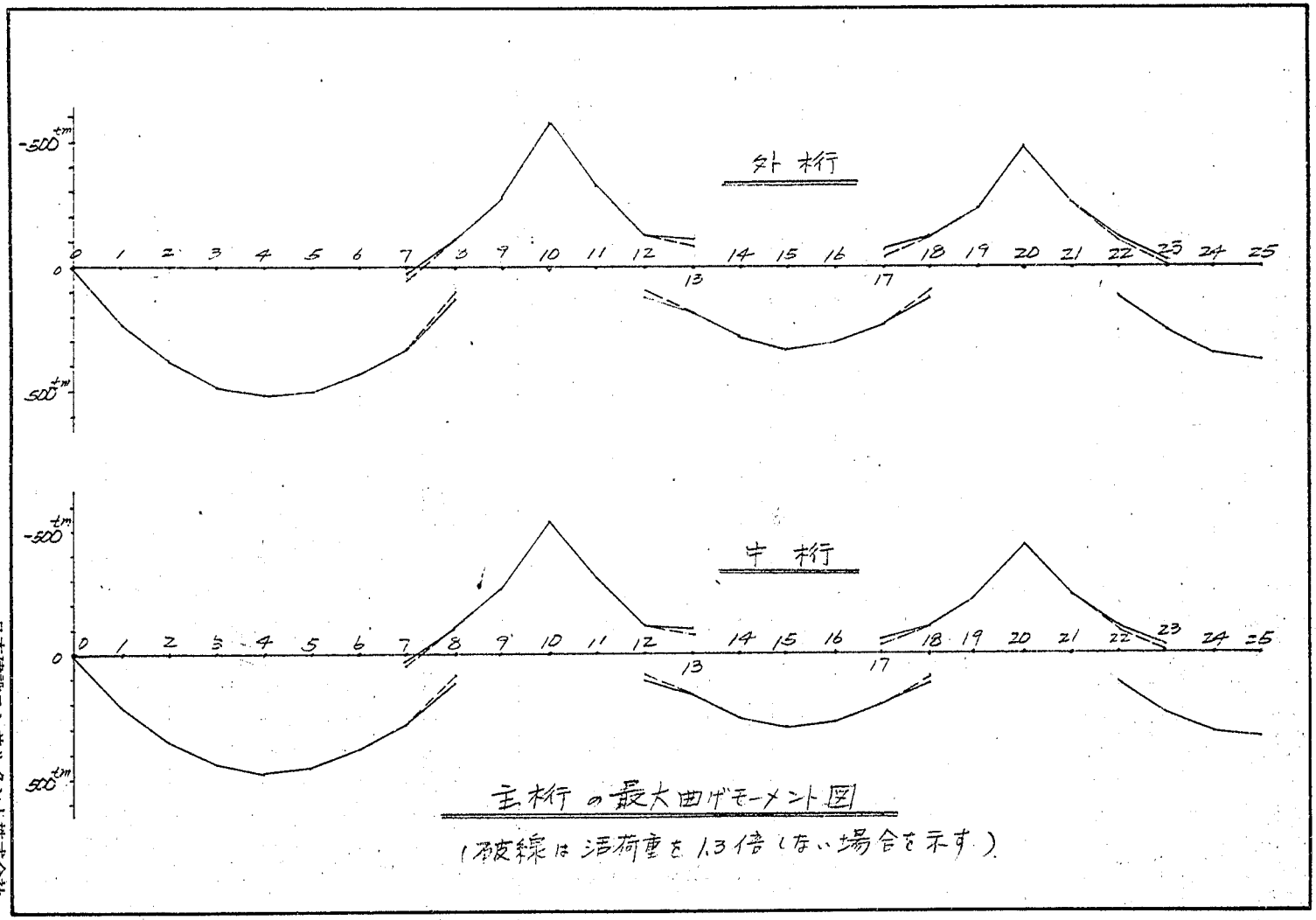
点	ΣF	Fmax	ηmax	Md	Mg	Mp1+i	Mp1+i	ΣM
1	41.3	47.5	3.021	115	19	43	48	225
2	70.5	83.1	5.180	196	33	74	83	386
3	87.9	106.8	6.508	244	42	93	107	486
4	93.3	118.5	7.058	259	46	101	119	525
5	86.7	118.2	6.913	241	46	99	118	504
6	68.0	105.8	6.169	189	41	88	106	424
7	50.0	81.5	4.948	139	32	71	82	324
		-44.1	-1.910		-17	-27	-44	* 25
8	-5.0	45.4	3.401	-14	18	49	45	* 132
		-50.4	-2.183		-20	-31	-50	-115
9	-59.5	-56.6	-2.457	-165	-22	-35	-57	-279
10	-126.1	-143.2	-2.726	-351	-56	-39	-143	-589
11	-69.0	-72.9	-3.107	-192	-29	-44	-73	-338
12	-2.4	35.9	3.543	-7	14	51	36	* 124
		-62.3	-2.657		-24	-38	-62	-131
13	9.1	67.4	4.875	25	26	70	67	188
		-58.3	-2.207		-23	-32	-58	* -122
14	30.3	87.0	5.723	84	34	82	87	287
15	39.4	94.6	5.982	110	37	86	95	328
16	36.5	90.1	5.650	101	35	81	90	307
17	21.8	73.7	4.764	61	29	68	74	232
		-52.0	-1.855		-20	-27	-52	* -68
18	-5.0	46.4	3.415	-14	18	49	46	* 133
		-51.6	-2.225		-20	-32	-52	-118
19	-43.8	-60.2	-2.595	-122	-24	-37	-60	-243
20	-94.5	-133.1	-2.924	-263	-52	-42	-133	-490
21	-40.6	-77.3	-2.602	-113	-30	-37	-77	-257
22	1.1	48.8	3.425	3	19	49	49	120
		-49.2	-2.225		-19	-32	-49	* -127
23	31.2	78.4	4.761	87	31	68	78	264
		-47.3	-1.848		-19	-26	-47	* -33
24	49.2	96.5	5.623	137	38	80	97	352
25	55.2	102.5	5.920	153	40	85	103	381

〔中桁〕

(注. *印は活荷重1.3倍済)

点	ΣF	Fmax.	ηmax.	Md	Mg	MP max	MP max	ΣM
1	41.3	47.5	3.021	106	9	43	47	205
2	70.5	83.1	5.180	180	15	74	83	352
3	87.9	106.8	6.508	225	19	92	106	442
4	93.3	118.5	7.058	239	21	100	118	478
5	86.7	118.2	6.913	222	21	98	117	458
6	68.0	105.8	6.169	174	19	88	105	386
7	50.0	81.5	4.948	128	15	70	81	294
		-44.1	-1.910		-8	-27	-44	* 25
8	-5.0	43.4	3.401	-13	8	48	45	* 118
		-50.4	-2.183		-9	-31	-50	-103
9	-59.5	-56.6	-2.457	-152	-10	-35	-56	-253
10	-126.1	-143.2	-2.726	-323	-26	-39	-142	-530
11	-69.0	-72.9	-3.107	-177	-13	-44	-72	-306
12	-2.4	35.9	3.543	-6	6	50	36	* 114
		-62.3	-2.657		-11	-38	-62	-117
13	9.1	67.4	4.875	23	12	69	67	171
		-58.3	-2.207		-10	-31	-58	*-106
14	30.3	87.0	5.723	78	16	81	86	261
15	39.4	94.6	5.982	101	17	85	94	297
16	36.5	90.1	5.650	93	16	80	90	279
17	21.8	73.7	4.764	56	13	68	73	210
		-52.0	-1.855		-9	-26	-52	* -57
18	-5.0	46.4	3.415	-13	8	48	46	* 120
		-51.6	-2.225		-9	-32	-51	-105
19	-43.8	-60.2	-2.595	-112	-11	-37	-60	-220
20	-94.5	-133.1	-2.924	-242	-24	-42	-132	-440
21	-40.6	-77.3	-2.602	-104	-14	-37	-77	-232
22	1.1	48.8	3.425	3	9	49	49	110
		-49.2	-2.225		-9	-32	-49	* -114
23	31.2	78.9	4.761	80	14	68	78	240
		-47.3	-1.848		-9	-26	-47	* -27
24	49.2	96.5	5.623	126	17	80	96	319
25	55.2	102.5	5.920	141	18	84	102	345

上記は等断面連続桁としての曲げモーメントであるから、径間最大曲げモーメントは計算しても意味がないので省略する。
以上を図示すると次頁の通り。



主桁の最大曲げモーメント図

(破線は活荷重を1.3倍しない場合を示す)

日本建設コンサルタント株式会社

2.2.4. 主桁の反力

活荷重の衝撃係数　　$i = 0.236$

従って外桁及び中桁に作用する荷重度は

外桁　　$w_d = 3.10\ t/m$

$g = 0.595$

$P_{1+i} = 1.236 \times 7.07 = 8.74\ t$

$p_{1+i} = 1.236 \times 0.995 = 0.612\ t/m$

中桁　　$w_d = 2.41\ t/m$

$P_{1+i} = 1.236 \times 16.69 = 20.6\ t$

$p_{1+i} = 1.236 \times 1.168 = 1.44\ t/m$

〔外桁〕　　（単位 t）

点	ΣF	F_{max}	η_{max}	R_d	R_g	$R_{P_{1+i}}$	$R_{p_{1+i}}$	ΣR
0	13.66	16.17	1.000	42	10	9	10	71
10	39.15	42.13	1.0039	121	25	9	26	181
20	33.69	40.40	1.000	105	24	9	25	163

〔中桁〕

点	ΣF	F_{max}	η_{max}	R_d	R_g	$R_{P_{1+i}}$	$R_{p_{1+i}}$	ΣR
0	13.66	16.17	1.000	33	—	21	23	77
10	39.15	42.13	1.0039	94	—	21	61	176
20	33.69	40.40	1.000	81	—	21	58	160

2.2.5. 主桁の剪断力

〔外桁〕

単位 t. (*印活荷重1.3倍済.)

点	ΣF	Fmax	ηmax	Qd	Qg	Qp+i	Q+i	ΣQ
5	-3.64	3.52	0.3995	-11.3	2.1	3.5	2.2	+-1.2
		-7.16	-0.1285		-4.3	-5.2	-4.4	-25.2
10L	-20.94	-21.44	-1.0000	-64.9	-12.8	-8.7	-13.1	-99.5
10R	20.72	18.23	1.0000	64.2	10.8	8.7	11.2	94.9
15	0.87	7.40	0.4928	2.7	4.4	4.3	4.5	15.9
		-6.53	-0.5072		-3.9	-4.4	-4.0	+-13.3
20L	-16.37	-19.92	-1.000	-50.7	-11.9	-8.7	-12.2	-83.5
20R	17.30	20.44	1.000	53.6	12.2	8.7	12.5	87.0
25	0	3.57	0.5000	0	2.1	4.4	2.2	8.7

〔中桁〕

単位 t (*印活荷重1.3倍済)

点	ΣF	Fmax.	ηmax	Qd	Qg	Qp+i	Qp+i	ΣQ
5	-3.64	3.52	0.3995	-8.8	—	8.2	5.1	+8.5
		-7.16	-0.6005		—	-12.4	-10.3	-31.5
10L	-20.94	-21.44	-1.0000	-50.5	—	-20.6	-30.9	-102.0
10R	20.72	18.23	1.0000	49.9	—	20.6	26.3	96.8
15	0.87	7.40	0.4928	2.1	—	10.2	10.7	23.0
		-6.53	-0.5072		—	-10.4	-9.4	*-23.6
20L	-16.37	-1992	-1.0000	-39.5	—	-20.6	-28.7	-88.8
20R	17.30	20.44	1.0000	41.7	—	20.6	29.4	91.7
25	0	3.57	0.5000	0	—	10.3	5.1	15.4

2.2.6. 主桁断面の計算

断面 1　　材質 HT 36/50

		A	y	Ay	Ay²
t_u Flg Pl	450×25	112.5	71.25	8016	571.100
1-Web Pl	1400×9	126.0	0	0	205 300
t_ℓ Flg Pl	440×22	96.8	-71.1	-6882	489 300
		335.3			1.266 200

$e = 3.4$ cm　　$I = 1.262.300$ cm⁴

$y_u = 69.1$ cm　　$y_\ell = 75.6$ cm

$$+M_{RC} = \frac{2000}{69.1} \times 1.2623 \times 10^6 = 36.5 \times 10^6 \text{ kg cm}$$

$$+M_{Rt} = \frac{2100}{75.6} \times \text{〃} = 35.1 \times 10^6 \text{ 〃}$$

$$\therefore +M_R = 35.1 \times 10^6 \text{ kg cm} = 351 \text{ t m}$$

添接断面

引張フランジ 4 孔引きとすると

$$+M_R' = 351 \times \frac{34}{44} = 271 \text{ t m}$$

負の曲げモーメントを受けた場合

圧縮フランジ固定間距離　$\ell = \frac{34.6}{4} = 8.65$ m

$$\ell/b = \frac{865}{44} = 19.7 < 30$$

$$\sigma_{ca} = 2000 - 1.4 \times 19.7^2 = 1457 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore -M_R = \frac{1457}{75.6} \times 1.2623 \times 10^6 = 24.3 \times 10^6 \text{ kg cm}$$

$$= 243 \text{ t m}$$

断面 2.　　材質 HT 36/50

		A	y	Ay	Ay^2
1-u.Flg Pl	450×38	171.0	71.9	12295	884000
1-Web Pl	1400×9	126.0	0	0	205800
1-l.Flg Pl	440×36	158.4	-71.8	-11373	816600
		455.4			1906400

$e = 2.0$ cm　　$I = 1904600$ cm^4

$y_u = 71.8$ cm　　$y_l = 75.6$ cm

$+M_{Rc} = \frac{2000}{71.8} \times 1.9046 \times 10^6 = 53.1 \times 10^6$ kg cm

$+M_{Rt} = \frac{2100}{75.6} \times$ 〃 $= 52.9 \times$ 〃

$\therefore +M_R = 529$ t-m

添接断面

引張フランジ4孔引きとすると

$+M_R' = 529 \times \frac{39}{44} = 469$ t-m

断面 3　　材質 HT 50/60

（負の曲げモーメントを受ける断面）

		A	y	Ay	Ay^2
1-u.Flg Pl	450×25	112.5	71.25	8016	571.100
1-Web Pl	1400×12	168.0	0	0	274400
1-l.Flg Pl	440×38	167.2	-71.9	-12022	864400
		447.7		-4006	1709900

$e = -8.9$ cm　　$I = 1674400$ cm^4

$y_u = 81.4$ cm　　$y_l = 64.9$ cm

$\sigma_{ca} = 2600 - 2.3 \times 19.7^2 = 1707$ kg/cm²

$-M_{Rt} = \frac{2800}{81.4} \times 1.6744 \times 10^6 = 57.6 \times 10^6$ kg cm

$-M_{Rc} = \frac{1707}{64.9} \times$ 〃 $= 44.0 \times 10^6$ 〃

$\therefore -M_R = 440$ t m.

断面 4　　材質 HT 50/60

（負の曲げモーメントを受ける断面）

	A	y	Ay	Ay²
1-u.Flg Pl 450×25	447.7	—	-4006	1.709.900
1-Web Pl 1400×12				
1-ℓ.Flg Pl 440×38				
1-Cov.Pl 410×22	90.2	-74.9	-6756	506.000
	537.9		-10762	2.215.900

$e = -20.0$ cm　　$I = 2000.700$ cm⁴

$y_u = 92.5$ cm　　$y_ℓ = 56.0$ cm

$\sigma_{ca} = 1707$ kg/cm²

$-M_{Rt} = \frac{2800}{92.5} \cdot 2000.7 \times 10^4 = 60.6 \times 10^6$ kg cm

$-M_{Rc} = \frac{1707}{56.0} \times$ 〃 $= 61.0 \times 10^6$ 〃

$\therefore -M_R = 606$ t m

断面 5　　材質 HT 36/50

	A	y	Ay	Ay²
1-u.Flg Pl 450×28	126.0	71.4	8996	642.300
1-Web Pl 1400×9	126.0	0	0	205800
1-ℓ.Flg Pl 440×25	110.0	-71.25	-7838	558400
	362.0			1406.500

$e = 3.2$ cm　$I = 1402800$ cm^4

$y_u = 69.6$ cm　$y_l = 75.7$ cm

$+M_{Rc} = \frac{2000}{69.6} \times 1.4028 \times 10^6 = 40.3 \times 10^6$ kg.cm

$+M_{Rt} = \frac{2100}{75.7}$ 〃 $= 38.9 \times 10^6$ 〃

∴ $+M_R = 389$ t m

添接断面

$+M_R' = 389 \cdot \frac{39}{49} = 301$ t m

負の曲げモーメントを受ける場合

$\sigma_{ca} = 1457$ kg/cm^2

∴ $-M_R = \frac{1457}{75.7} \times 1.4028 \times 10^6 = 27.0 \times 10^6$ kg.cm

$= 270$ t m

断面 6　　材質 HT 36/50

	A	y	Ay	Ay^2
1-u. Flg Pl 450×34	153.0	71.7	10970	786600
1-Web Pl 1400×9	126.0	0	0	205800
1-l. Flg Pl 440×32	140.8	-71.6	10081	721800
	419.3			1714200

$e = 2.1$ cm　$I = 1712.300$ cm^4

∴ $y_u = 71.3$ cm　$y_l = 75.3$ cm

$+M_{RC} = \frac{2000}{71.3} \times 1.7123 \times 10^6 = 48.0 \times 10^6$ kg.cm

$+M_{Rt} = \frac{2100}{75.3} \times$ 〃 $= 47.8 \times 10^6$ 〃

$\therefore +M_R = 478$ t m

添接断面

$+M_R' = 478 \times \frac{34}{44} = 369$ t m

断面 7　　材質 HT 36/50

		A	y	Ay	Ay^2
1-u.Flg Pl	450×22	99.0	71.1	7039	500.510
1-Web Pl	1400×9	126.0	0	0	205800
1-ℓ Flg Pl	440×19	83.6	-70.95	-5931	420.800
		308.6			1127100

$e = 3.6$ cm　　$I = 1.123.100$ cm^4

$y_u = 68.6$ cm　　$y_ℓ = 75.5$ cm

$+M_{RC} = \frac{2000}{68.6} \times 1.1231 \times 10^6 = 32.7 \times 10^6$ kg cm

$+M_{Rt} = \frac{2100}{75.5} \times$ 〃 $= 31.2 \times 10^6$ 〃

$\therefore +M_R = 312$ t m

添接断面

$+M_R' = 312 \times \frac{34}{44} = 241$ t m

負の曲げモーメントを受けた場合

$\sigma_{ca} = 1457\ kg/cm^2$

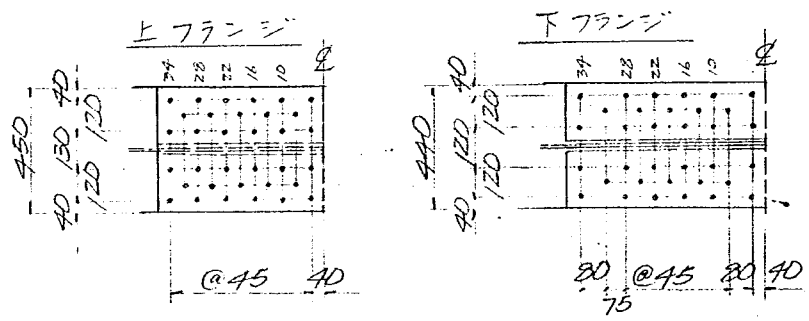
$\therefore -M_R = \frac{1457}{75.5} \times 1.1271 \times 10^6 = 21.8 \times 10^6\ kg\cdot cm$

$= 218\ t\cdot m$

以上の計算より 外桁及び中桁の抵抗モーメント図を画けば 負の通り.

7 主桁フランジの添接

各断面共 リベットの配置は下図の要領で行う.



断面 1

上フランジ 1-フィラPl 450×25 $A_g = 112.5\ cm^2$

$A_g/2 = 56.3$ 〃

添接鈑		A_g'
1-Pl	450×13	58.5
2-Pl	200×15	60.0
		118.5 cm^2

所要鉄数

$P = 9579\ kg$ (SV41. φ22 現場鉄複剪断強).

$\therefore n = \frac{\sigma_{ca} A_g}{P} = \frac{2000 \times 112.5}{9579} = 23.5$ 本

(28本使用)

下フランジ

1-ℓ Flg Pl 440×22

$A_n = (44.0 - 4 \times 2.5) \times 2.2 = 74.8\ cm^2$

$A_n/2 = 37.4$ 〃

添接鈑		A_n'
1-Pl	440×11	$(44.0 - 4 \times 2.5) \times 1.1 = 37.4$
2-Pl	200×13	$2 \times (20.0 - 2 \times 2.5) \times 1.3 = 39.0$

$76.4\ cm^2$

所要鉄数

$n = \frac{\sigma_{ta} A_n}{P} = \frac{2100 \times 74.8}{9579} = 16.4$ 本

(22本使用)

断面 2

上フランジ

1-u Flg Pl 450×38 $A_g = 171.0\ cm^2$

$A_g/2 = 85.5$ 〃

添接鈑		A_g'
1-Pl	450×19	85.5
2-Pl	200×22	88.0

$173.5\ cm^2$

所要鉄数

$n = \frac{2000 \times 171.0}{9579} = 35.7$ 本

(40本使用)

下フランジ

1-ℓ. Flg Pl 440×36

$A_n = (44.0 - 4 \times 2.5) \times 3.6 = 122.4\ cm^2$

$A_n/2 = 61.2$ 〃

添接鈑	A_n'
1-Pl 440×19	$(44.0 - 4 \times 2.5) \times 1.9 = 64.6$
2-Pl 200×22	$2 \times (20.0 - 2 \times 2.5) \times 2.2 = 66.0$
	130.6 cm

所要鉄数

$$n = \frac{2100 \times 122.4}{9579} = 26.8\ 本$$

(28本使用)

断面 5

上フランジ

1-u. Flg Pl 450×28 $A_g = 126.0\ cm^2$

$A_g/2 = 63.0$ 〃

添接鈑	A_g'
1-Pl 450×14	63.0
2-Pl 200×16	64.0
	127.0 cm^2

所要鉄数

$$n = \frac{2000 \times 126.0}{9579} = 26.3\ 本$$

(28本使用)

下フランジ

1-ℓ. Flg Pl 440×25

$A_n = (44.0 - 4 \times 2.5) \times 2.5 = 85.0\ cm^2$

$A_n/2 = 42.5$ 〃

添接鈑		A_n'
1-Pl	440×13	$(44.0 - 4 \times 2.5) \times 1.3 = 44.2$
2-Pl	200×15	$2 \times (20.0 - 2 \times 2.5) \times 1.5 = 45.0$
		$89.2\ cm^2$

所要鋲数

$$n = \frac{2100 \times 85.0}{9579} = 18.6\ 本$$

(22本使用)

断面 6

上フランジ

1-u. Flg Pl 450×34 $A_g = 153.0\ cm^2$

$A_g/2 = 76.5$ 〃

添接鈑		A_g'
1-Pl	450×18	81.0
2-Pl	200×19	76.0
		$157.0\ cm^2$

所要鋲数

$$n = \frac{2000 \times 153.0}{9579} = 31.9\ 本$$

(34本使用)

下フランジ

1-e. Flg Pl 440×32

$A_n = (44.0 - 4 \times 2.5) \times 3.2 = 108.8\,cm^2$

$A_n/2 = 54.4$ 〃

添接鈑

		A_n'
1-Pl 440×16	$(44.0 - 4 \times 2.5) \times 1.6$	54.4
2-Pl 200×19	$2 \times (20.0 - 2 \times 2.5) \times 1.9$	57.0
		111.4 cm^2

所要鉄数

$$n = \frac{2100 \times 108.8}{9579} = 23.9 \text{ 本}$$

(28本使用).

断面 7

上フランジ

1-u. Flg Pl 450×22 $A_g = 99.0\,cm^2$

$A_g/2 = 49.5$ 〃

添接鈑

		A_g'
1-Pl 450×11		49.5
2-Pl 200×13		52.0
		101.5 cm^2

所要鉄数

$$n = \frac{2000 \times 99.0}{9579} = 20.7 \text{ 本}$$

(22本使用)

下フランジ

1-ℓ. Flg Pl 440×19

$A_n = (44.0 - 4\times 2.5)\times 1.9 = 64.6\ cm^2$

$A_n/2 = 32.3$ 〃

添接鋼	A_n'
1-Pl 440×10	$(44.0-4\times2.5)\times1.0 = 34.0$
2-Pl 200×11	$2\times(20.0-2\times2.5)\times1.1 = 33.0$
	$67.0\ cm^2$

許容鋼数

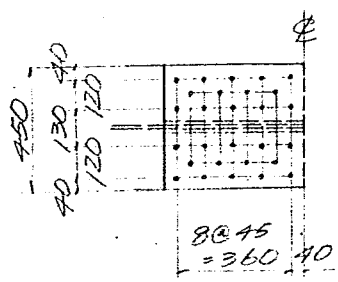
$n = \dfrac{2100\times 69.6}{9579} = 14.2$ 本

(16本使用)

以上の計算より 断面 1-5-7 及び 断面 2-6 の間の添接に大差がないので 各断面のフランジの添接は次の4種類にする.

断面 1, 5, 7

上フランジ

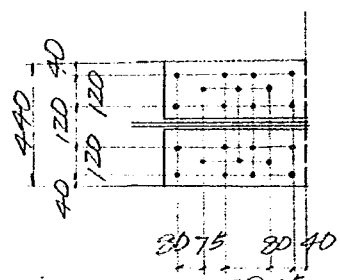


1-Spl. Pl 450·14·880

2- 〃 200·16·880

(HT 36/50 及び φ22 SV41)

下フランジ



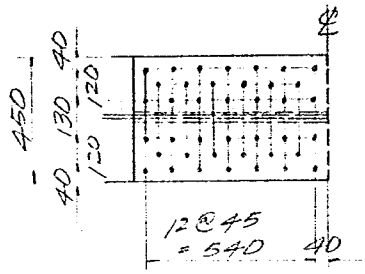
1-Spl Pl 440·13·900

2- 〃 200·15·900

(HT 36/50 及び φ22 SV41)

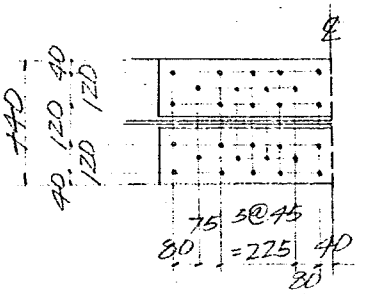
断面 2.6

上フランジ



1-Spl.Pl 450・19・1240
2- 〃 200・22・1240
(HT 36/50 及び φ22 SV41)

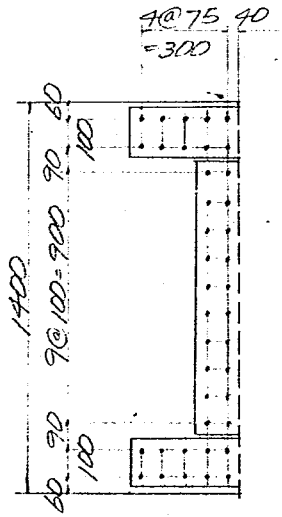
下フランジ



1-Spl.Pl 440・19・1080
2- 〃 200・22・1080
(HT 36/50 及び φ22 SV41)

腹板の添接は建設省土木研究所の道路橋標準設計集を参照して下図の如くとし、計算は省略する。

腹板



4-Spl.Pl 180・9・760
2- 〃 310・9・980
(HT 36/50 及び φ22 SV41)

2.3. 対傾構

2.3.1. 荷重分配対傾構

上下弦材が曲げモーメントを，斜材が剪断力を受け持つものと考える．

2.3.1.1 曲げモーメント

径間中央のC桁上の曲げモーメント影響線縦距は

P=1がb桁上にあるときを η_b とすれば

$$\eta_a = 2a(\delta_{aa}-1) + a\cdot\delta_{ba}$$

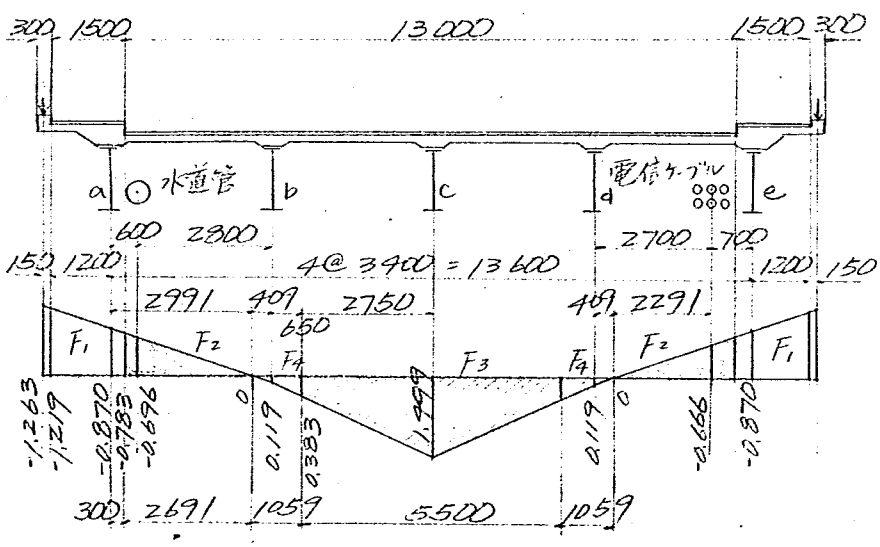
$$= 2\times 3.4\times(0.700-1) + 3.4\times 0.344 = -0.370$$

$$\eta_b = 2a\cdot\delta_{ab} + a(\delta_{bb}-1)$$

$$= 2\times 3.4\times 0.344 + 3.4\times(0.347-1) = 0.119$$

$$\eta_c = 2a\cdot\delta_{ac} + a\cdot\delta_{bc}$$

$$= 2\times 3.4\times 0.100 + 3.4\times 0.241 = 1.499$$



$2F_1 = 2 \times \frac{1}{2} \times (-1.219 - 0.783) \times 1.5 = -3.003$

$2F_2 = 2 \times \frac{1}{2} \times (-0.783) \times 2.691 = -2.107$

$F_3 = \frac{1}{2} \times (1.499 + 0.383) \times 5.5 = 5.176$

$2F_4 \fallingdotseq 2 \times \frac{1}{2} \times 0.383 \times 1.059 = 0.406$

$2F_2 + F_3 + 2F_4 = -3.003 + 5.176 + 0.406 = 2.579$

$F_3 + F_4 = 5.176 + \frac{1}{2} \times 0.406 = 5.379$

荷重度

橋軸方向の影響幅を対傾構間隔とする。

等分布死荷重

歩道部舗装及び床版	$w_{d_1} = 0.419 \times 5.5 = 2.30$	t/m
車道部 〃	$w_{d_2} = 0.540 \times 5.5 = 2.97$	〃

集中死荷重

高欄及び地覆	$W_1 = 0.233 \times 5.5 = 1.28$	t
水道管	$W_2 = 0.190 \times 5.5 = 1.05$	〃
電信ケーブル	$W_3 = 0.090 \times 5.5 = 0.50$	〃
外桁ハンチ	$W_4 = 0.650 \times 5.5 = 3.58$	〃
中桁 〃	$W_5 = 0.080 \times 5.5 = 0.44$	〃

（鋼重は関与しないものとする）

活荷重

衝撃係数は支間 $l = 4 \times 3.4 = 13.6$ m として

$$\lambda = \frac{20}{50 + l} = \frac{20}{50 + 13.6} = 0.314$$

よって

線荷重	$P_{LL} = 5.0 \times 1.314 = 6.57$	t/m
等布活荷重	$p_{LL} = 0.35 \times 1.314 \times 5.5 = 2.53$	〃
群集荷重	$g = 0.35 \times 5.5 = 1.93$	〃

17

従って

$$M_d = 2.30\times(-3.003) + 2.97\times 2.579$$
$$+ 1.28\times 2\times(-1.263) + 1.05\times(-0.696) + 0.50\times(-0.666)$$
$$- 3.58\times 2\times(-0.870) + 0.44\times(2\times 0.119 + 1.499)$$

$$= -6.9 + 7.7 - 3.2 - 0.7 - 0.3 - 6.2 + 0.8$$
$$= -8.8 \text{ t·m}$$

$$+M_{中央} = 6.57\times 5.379 + 1.53\times 5.379$$
$$= 35.3 + 13.6 = 48.9 \text{ t·m}$$

$$-M_{中央} = 6.57\times(-2.107) + 1.93\times(-3.003)$$
$$= -13.8 - 5.8 = -19.6 \text{ t·m}$$

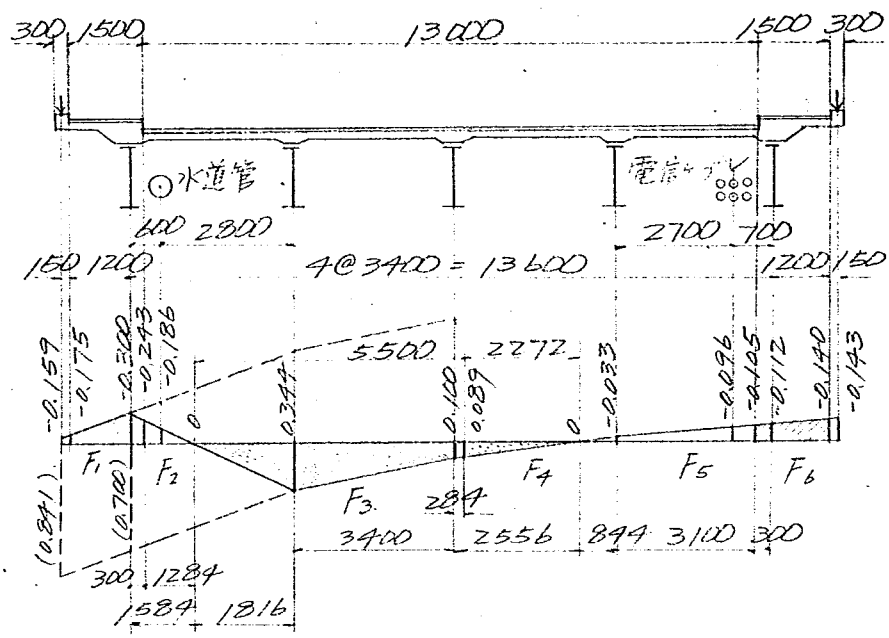
合計曲げモーメント

$$+\Sigma M = -8.8 + 1.3\times 48.9 = 54.8 \text{ t·m}$$
$$-\Sigma M = -8.8 - 19.6 = -28.4 \text{ 〃}$$

2.3.2. 剪断力

径間中央の a 桁上の剪断力影響線縦距は $P=1$ が k 桁上にあるときを η_k とすれば

$$\eta_a = g_{aa} - 1 = 0.700 - 1 = -0.300$$
$$\eta_b = g_{ab} = 0.344$$
$$\eta_c = g_{ac} = 0.100$$
$$\eta_d = g_{ad} = -0.033$$
$$\eta_e = g_{ae} = -0.112$$



$F_1 = \frac{1}{2} \times (-0.175 - 0.300) \times 1.2 + \frac{1}{2} \times (-0.300 - 0.243) \times 0.3$

$= -0.285 - 0.081 = -0.366$

$F_2 = \frac{1}{2} \times (-0.243) \times 1.284 = -0.156$

$F_3 = \frac{1}{2} \times 0.344 \times 1.816 + \frac{1}{2} \times (0.344 + 0.100) \times 3.4$

$+ \frac{1}{2} \times (0.100 + 0.089) \times 0.284$

$= 0.312 + 0.755 + 0.027 = 1.094$

$F_4 = \frac{1}{2} \times 0.089 \times 2.272 = 0.101$

$F_5 = \frac{1}{2} \times (-0.033) \times 0.844 + \frac{1}{2} \times (-0.033 - 0.105) \times 3.1$

$= -0.014 - 0.214 = -0.228$

$F_6 = \frac{1}{2} \times (-0.105 - 0.140) \times 1.5 = -0.184$

15

$F_1 + F_6 = -0.366 - 0.184 = -0.550$

$F_2 + F_5 = -0.156 - 0.228 = -0.384$

$F_2 + F_5 + F_3 + F_4 = -0.384 + 1.094 + 0.101 = 0.811$

$F_3 + \frac{1}{2}F_4 = 1.094 + \frac{1}{2} \times 0.101 = 1.145$

従って

$Q_d = 2.30 \times (-0.550) + 2.97 \times 0.811$
$+ 1.28 \times (-0.159 - 0.143) + 1.05 \times (-0.186) + 0.50 \times (-0.096)$
$+ 3.58 \times (-0.300 - 0.112) + 0.44 \times (0.344 + 0.100 - 0.033)$
$= -1.3 + 2.4 - 0.4 - 0.2 - 0 - 1.5 + 0.2 = -0.8\ t$

$+Q_{積} = 6.57 \times 1.145 + 2.53 \times 1.145$
$= 7.5 + 2.9 = 10.4\ t$

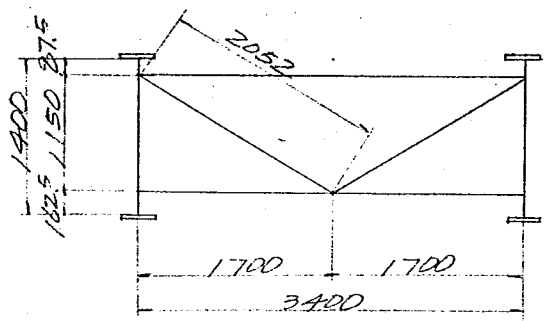
$-Q_{積} = 6.57 \times (-0.384) + 2.53 \times (-0.384) + 1.93 \times (-0.550)$
$= -2.5 - 1.0 - 1.1 = -4.6\ t$

合計剪断力

$+\Sigma Q = -0.8 + 1.3 \times 10.4 = 12.7\ t/m$

$-\Sigma Q = -0.8 - 4.6 = -5.4$

2.3.3. 断面決定



上弦材

$$S = -\frac{54.8}{1.15} = -47.7\ t$$

I-H. 175×175×7.5×11 を使用する

$A_g = 51.2\ cm^2 \quad r = 4.38\ cm$

$$\frac{\ell}{r} = \frac{340}{4.38} = 77.6 < 120$$

$$\sigma_{ca} = 1300 - 0.06 \times 77.6^2 = 939\ kg/cm^2$$

$$\sigma_c = \frac{47700}{51.2} = 932\ kg/cm^2 < 937\ kg/cm^2$$

下弦材

$$S = -\frac{28.4}{1.15} = -24.7\ t$$

I-H. 150×150×7×10 を使用する.

$A_g = 40.1\ cm^2 \quad r = 3.75\ cm$

$$\frac{\ell}{r} = \frac{340}{3.75} = 90.7 < 120$$

$$\sigma_{ca} = 1300 - 0.06 \times 90.7^2 = 806\ kg/cm^2$$

$$\sigma_c = \frac{24700}{40.1} = 616\ kg/cm^2 < 806\ kg/cm^2$$

$$\sigma_t = \frac{47700}{40.1} = 1190\ " < 1400\ "$$

斜材

$S = \pm Q \sec\theta = \pm 12.7 \times \frac{2.052}{1.150} = \pm 22.7\ t$

L-L 130×130×12 を使用する.

$A = 29.8\ cm^2 \quad r_{min} = 2.54\ cm$

$\ell/r = \frac{205.2}{2.54} = 80.8 < 120$

$\sigma_{ca} = 1300 - 0.06 \times 80.8^2 = 908\ kg/cm^2$

$\sigma_c = \frac{22700}{29.8} = 762\ kg/cm^2 < 908\ kg/cm^2$

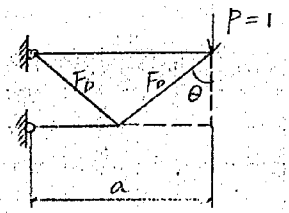
2.3.4. 剛比の精算

対傾構の曲げ剛性は主桁間隔 a を支間とする片持トラスのたわみに等しい仮想桁に換算して求める.

上下弦材が曲げモーメントを、斜材が剪断力を受け持つものとすれば 仮想桁の断面二次モーメント J は

$$\frac{a^3}{3EJ} = \frac{a^3}{3EJ_a} + 2 \times \frac{a}{2EF_D \sin\theta}$$

$$\therefore J = \frac{a^2 J_a F_D \sin\theta}{a^2 F_D \sin\theta + 3J_a}$$



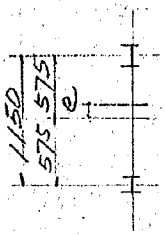
但し.

J_a : 上下弦材の、その中立軸に関する断面二次モーメント

a : 主桁間隔 (= 340 cm)

F_D : 斜材の断面積. (= 29.8 cm²)

	A	y	Ay²	Ig
上弦材	51.2	57.5	169.300	2.900
下弦材	40.1	-57.5	132.600	1600
	91.3		306.400	



$$e = \frac{57.5}{91.3} \times (51.2 - 40.1) = 6.99 \text{ cm}$$

$$\therefore J_Q = 306.400 - 91.3 \times 6.99^2 = 301900 \text{ cm}^4$$

$$\sin\theta = \frac{1.700}{2.052} = 0.8285$$

$$\therefore J = \frac{340^2 \times 0.3019 \times 10^6 \times 29.8 \times 0.8285}{340^2 \times 29.8 \times 0.8285 + 3 \times 0.3019 \times 10^6}$$

$$= \frac{862 \times 10^9}{3.76 \times 10^6} = 229 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

格子剛度

$$z = \frac{i}{k}\left(\frac{l}{2a}\right)^3 \frac{J}{J}$$

ここで k は本書 頁より $k_1 = 1.432$ $k_2 = 1.862$

k_3 は $EI\delta^0 = \frac{l^3}{48} - \frac{0.0789}{8} l^3 = \frac{0.5266 l^3}{48}$

$$\therefore k_3 = \frac{1}{0.5266} = 1.899$$

従って j 及び z を各径間について計算すれば次の通り。

第1径間

$$j = \frac{J_R}{J} = \frac{1.9046 \times 10^6}{1.7123 \times 10^6} = 1.11$$

$$z = \frac{i}{k}\left(\frac{l}{2a}\right)^3 \frac{J}{J} = \frac{2.0}{1.432} \times \left(\frac{34.6}{2 \times 3.4}\right)^3 \times \frac{0.229 \times 10^6}{1.7123 \times 10^6}$$

$$= 24.6$$

第2径間

$$j' = \frac{1.2623\times10^6}{1.1231\times10^6} = 1.12$$

$$Z = \frac{2.0}{1.862}\times\left(\frac{34.6}{2\times3.4}\right)^3\times\frac{0.229\times10^6}{1.1231\times10^6} = 28.8$$

第3径間

$$j' = \frac{1.4028\times10^6}{1.2623\times10^6} = 1.11$$

$$Z = \frac{2.0}{1.899}\times\left(\frac{34.6}{2\times3.4}\right)^3\times\frac{0.229\times10^6}{1.2623\times10^6} = 25.2$$

2.3.5. 格点反力 g_{ik} の精算

第1径間 ($j'=1.11$, $Z=24.6$)

$$N_1 = \frac{14j'}{Z} + (64j'+4) + (4j'+6)Z$$

$$= \frac{14\times1.11}{24.6} + (64\times1.11+4) + (4\times1.11+6)\times24.6$$

$$= 0.6 + 75.0 + 256.8 = 332.4$$

$$N_2 = \frac{8j'}{Z} + (8j'+2) = \frac{8\times1.11}{24.6} + (8\times1.11+2)$$

$$= 0.36 + 10.88 = 11.24$$

$$\left.\begin{matrix} g_{aa}-1 \\ g_{ae}\end{matrix}\right\} = -\frac{2+3Z}{N_1} \mp \frac{1}{N_2}$$

$$= -\frac{2+3\times24.6}{332.4} \mp \frac{1}{11.24} = -0.228 \mp 0.089$$

$$= \begin{cases} -0.317 & (g_{aa}=0.683) \\ -0.139 & \end{cases}$$

$$\left.\begin{matrix} q_{ab} \\ q_{ad} \end{matrix}\right\} = \frac{(5+2z)\,j}{N_1} \pm \frac{2j}{N_2}$$

$$= \frac{(5+2\times 246)\times 1.11}{332.4} \pm \frac{2\times 1.11}{11.24} = 0.181 \pm 0.198 = \begin{cases} 0.379 \\ -0.017 \end{cases}$$

$$q_{ac} = \frac{(-6+2z)\cdot j}{N_1}$$

$$= \frac{(-6+2\times 246)\times 1.11}{332.4} = 0.144$$

cf. $q_{ba} = \dfrac{q_{ab}}{j} = \dfrac{0.379}{1.11} = 0.341$

$q_{ca} = \dfrac{q_{ac}}{j} = \dfrac{0.144}{1.11} = 0.130$

$q_{da} = \dfrac{q_{ad}}{j} = \dfrac{-0.017}{1.11} = -0.015$

$q_{ea} = q_{ae} = -0.139$

$\therefore q_{aa} + q_{ba} + q_{ca} + q_{da} + q_{ea}$

$= 0.683 + 0.341 + 0.130 - 0.015 - 0.139 = 1.000$

$$\left.\begin{matrix} q_{bb-1} \\ q_{bd} \end{matrix}\right\} = \frac{-16j - (2j+1)2}{N_1} \mp \frac{4j}{N_2}$$

$$= \frac{-16\cdot 1.11 - (2\times 1.11 + 1)\times 246}{332.4} \mp \frac{4\times 1.11}{11.24}$$

$$= -0.292 \mp 0.395 = \begin{cases} -0.687 & (q_{bb} = 0.313) \\ 0.103 \end{cases}$$

$$q_{bc} = \frac{22j + 2z}{N_1} = \frac{22\times 1.11 + 2\times 246}{332.4} = 0.222$$

cf. $q_{cb} = q_{bc} = 0.221$

$q_{db} = q_{bd} = 0.103$

$q_{be} = \dfrac{q_{ad}}{j} = \dfrac{-0.017}{1.11} = -0.015$

$q_{eb} = q_{ad} = -0.017$

$\therefore q_{ab} + q_{bb} + q_{cb} + q_{db} + q_{eb}$

$= 0.379 + 0.313 + 0.222 + 0.103 - 0.017 = 1.000$

第2径間

$\bar{f} = 1.12 \quad \bar{z} = 28.8$

$N_1 = \frac{14 \cdot 1.12}{28.8} + (64 \times 1.12 + 4) + (4 \times 1.12 + 6) \times 28.8$

$= 0.5 + 75.7 + 301.8 = 378.0$

$N_2 = \frac{8 \times 1.12}{28.8} + (8 \times 1.12 + 2) = 0.31 + 10.96 = 11.27$

$q_{aa-1} \\ q_{ae} \Big\} = -\frac{2 + 3 \times 28.8}{378.0} \mp \frac{1}{11.27} = -0.234 \mp 0.089$

$= \begin{cases} -0.323 & (q_{aa} = 0.677) \\ -0.145 \end{cases}$

$q_{ab} \\ q_{ad} \Big\} = \frac{(5 + 2 \cdot 28.8) \times 1.12}{378.0} \pm \frac{2 \times 1.12}{11.27} = 0.185 \pm 0.199$

$= \begin{cases} 0.384 \\ -0.014 \end{cases}$

$q_{ac} = \frac{(-6 + 2 \times 28.8) \times 1.12}{378.0} = 0.153$

cf. $q_{ba} = \frac{0.384}{1.12} = 0.343$

$q_{ca} = \frac{0.153}{1.12} = 0.137$

$q_{da} = \frac{-0.014}{1.12} = -0.012$

$q_{ea} = -0.145$

$\therefore q_{aa} + q_{ba} + q_{ca} + q_{da} + q_{ea}$

$= 0.677 + 0.343 + 0.137 - 0.012 - 0.145 = 1.000$

$$\left.\begin{matrix} g_{bb-1} \\ g_{bd} \end{matrix}\right\} = \frac{-16\times1.12-(2\times1.12+1)\times28.8}{378.0} \mp \frac{4\times1.12}{11.27}$$

$$= -0.294 \mp 0.398 = \begin{cases} -0.692 & (g_{bb}=0.308) \\ 0.104 \end{cases}$$

$$g_{bc} = \frac{22\times1.12+2\times28.8}{378.0} = 0.218$$

cf. $g_{cb} = g_{bc} = 0.218$

$g_{db} = g_{bd} = 0.104$

$g_{eb} = g_{ad} = -0.014$

$$g_{be} = \frac{g_{eb}}{j} = \frac{-0.014}{1.12} = -0.013$$

$\therefore g_{ab}+g_{bb}+g_{cb}+g_{db}+g_{eb}$

$= 0.384+0.308+0.218+0.104-0.014 = 1.000$

等3径間

$j = 1.11 \qquad z = 25.2$

$$N_1 = \frac{14\times1.11}{25.2} + (64\times1.11+4) + (4\times1.11+6)\times25.2$$

$$= 0.6 + 75.0 + 263.1 = 338.7$$

$$N_2 = \frac{8\times1.11}{25.2} + (8\times1.11+2) = 0.35 + 10.88 = 11.23$$

$$\left.\begin{matrix} g_{aa-1} \\ g_{ae} \end{matrix}\right\} = -\frac{2+3\times25.2}{338.7} \mp \frac{1}{11.23} = -0.229 \mp 0.089$$

$$= \begin{cases} -0.318 & (g_{aa}=0.682) \\ -0.140 \end{cases}$$

$$\left.\begin{matrix} g_{ab} \\ g_{ad} \end{matrix}\right\} = \frac{(5+2\times 25.2)\times 1.11}{338.7} \pm \frac{2\times 1.11}{11.23} = 0.182 \pm 0.198$$

$$= \begin{cases} 0.380 \\ -0.016 \end{cases}$$

$$g_{ac} = \frac{(-6+2\times 25.2)\times 1.11}{338.7} = 0.145$$

cf. $g_{ba} = \frac{0.380}{1.11} = 0.342$

$g_{ca} = \frac{0.145}{1.11} = 0.130$

$g_{da} = \frac{-0.016}{1.11} = -0.014$

$g_{ea} = g_{ae} = -0.140$

$\therefore g_{aa} + g_{ba} + g_{ca} + g_{da} + g_{ea}$

$= 0.682 + 0.342 + 0.130 - 0.014 - 0.140 = 1.000$

$$\left.\begin{matrix} g_{bb-1} \\ g_{bd} \end{matrix}\right\} = \frac{-16\times 1.11 - (2\times 1.11+1)\times 25.2}{338.7} \mp \frac{4\times 1.11}{11.23}$$

$$= -0.292 \mp 0.395 = \begin{cases} -0.687 \\ 0.103 \end{cases} \quad (g_{bb} = 0.313)$$

$$g_{bc} = \frac{22\times 1.11 + 2\times 25.2}{338.7} = 0.221$$

cf. $g_{cb} = g_{ic} = 0.221$ $g_{db} = g_{bd} = 0.103$

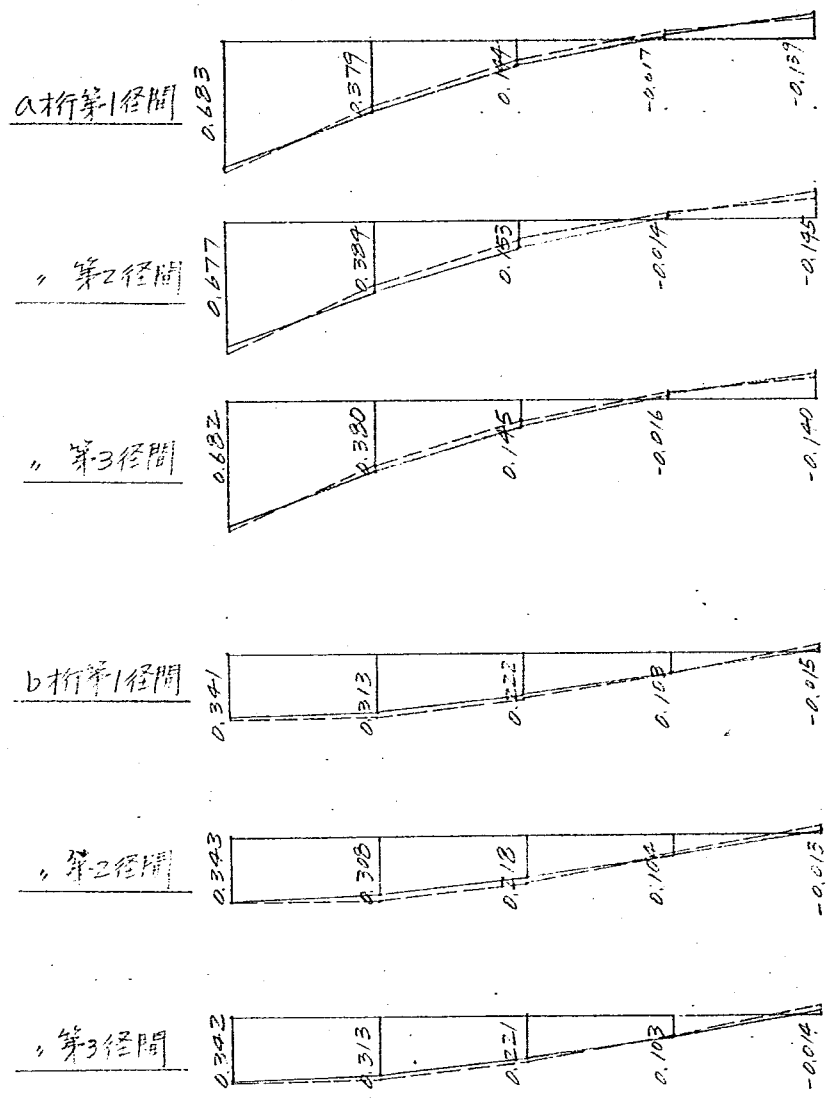
$g_{eb} = g_{ab} = 0.016$

$g_{be} = \frac{-0.016}{1.11} = -0.014$

$\therefore g_{ab} + g_{bb} + g_{cb} + g_{db} + g_{eb}$

$= 0.380 + 0.313 + 0.221 + 0.103 - 0.016 = 1.001 \fallingdotseq 1$

以上を図示すると次図の通り．但し破線は第1次計算に用いたもの（本書11頁）である．



上図にみられる如く β_{ik} の値は第1次計算の場合（破線）と大差がないので 曲げモーメントの精算は省略する。

2.4 下横構

風荷重 $w_1 = 240 + 450h = 240 + 450 \times 1.4 = 870$ kg/m
許容応力は20%割増しだから　　> 600 kg/m

$$w_1' = \frac{w_1}{1.2} = \frac{870}{1.2} = 725 \text{ kg/m}$$

地震荷重（橋軸直角方向）は本書58頁より

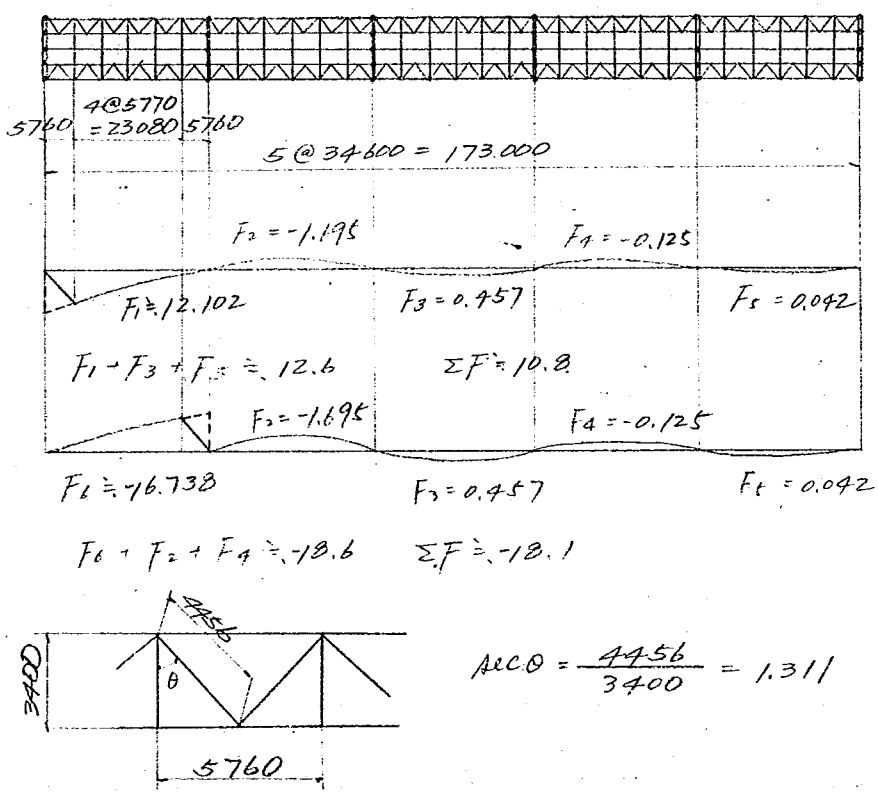
$$w_2 = 0.2 \times 13.000 \times \frac{1}{2} = 1300 \text{ kg/m}$$

↖ 2つの横構が等分に持つものとする。

許容応力度は70%割増しだから

$$w_2' = \frac{w_2}{1.7} = \frac{1300}{1.7} = 765 \text{ kg/m}$$

上記横荷重のうち半分は床版が分担するものとする



$$\sec\theta = \frac{4456}{3400} = 1.311$$

作用軸力

端支点附近　　↙床版が半分持つものとする

風荷重のとき　$S = \pm \frac{1}{2} \times 725 \times 12.6 \times 1.311 = 5990$ kg

地震荷重のとき　$S = \pm \frac{1}{2} \times 765 \times 10.8 \times 1.311 = 5420$ 〃

中間支点附近

風荷重のとき　$S = \pm \frac{1}{2} \times 725 \times 18.6 \times 1.311 = 8840$ kg

地震荷重のとき　$S = \pm \frac{1}{2} \times 765 \times 18.1 \times 1.311 = 9080$ 〃

断面決定

端支点附近

I-CT 118×176×8×8 を使用する

$A_g = 23.9$ cm²　　$r = 3.42$ cm

$\ell/r = \frac{445.6}{3.42} = 130 < 150$

$\sigma_{ca} = \frac{7200.000}{130^2} = 426$ kg/cm²

$\sigma_c = \frac{5990}{23.9} = 251$ kg/cm² < 426 kg/cm²

所要鉄数　$n = \frac{5990}{3485} = 1.7$ 本

中間支点附近

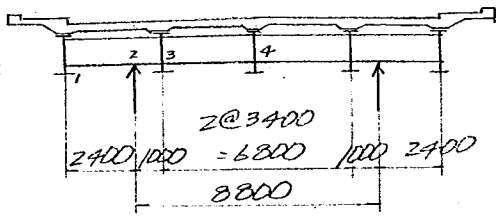
I-C.T. 118×176×8×8 を使用する

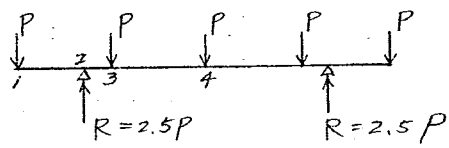
$\sigma_c = \frac{9080}{23.9} = 380$ kg/cm² < 426 kg/cm²

所要鉄数　$n = \frac{9080}{3485} = 2.6$ 本

2.5. 端横ゲタ

下図に示す位置でジャッキアップを行うものとする.





死荷重による主桁支力をPとすると上図に於て

$R = 2.5P$

$\therefore M_1 = 0$

$M_2 = -2.4P$

$M_3 = 2.5P \times 1.0 - (2.4+1.0)P = -0.9P$

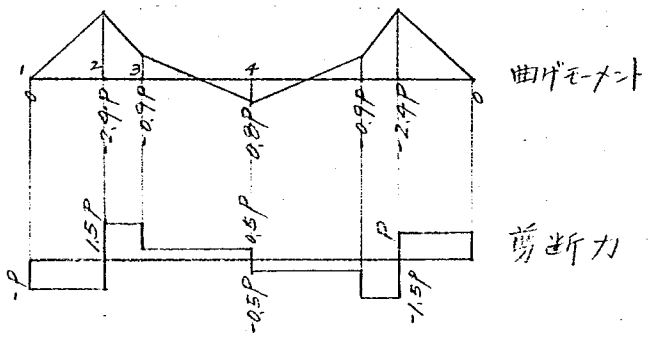
$M_4 = 2.5P \times 4.4 - (2.4+4.4+3.4)P = 0.8P$

$Q_0 = -P$

$Q_{2R} = 2.5P - P = 1.5P$

$Q_{3R} = 1.5P - P = 0.5P$

以上を図示すると次の通り.



桁反力 P は

端支点　$P = 1/5 \cdot 178 = 36$ t

中間支点　$P = 1/5 \cdot 509 = 102$ "

架違支点　$P = 1/5 \cdot 356 = 71$ "

ジャッキ反力 R は

端支点　$R = 1/2 \cdot 178 = 89$ t

中間支点　$R = 1/2 \cdot 509 = 255$ "

架違支点　$R = 1/2 \cdot 356 = 178$ "

断面決定

・端支点上横桁（材質 SS41）

$M = -2.4 \cdot 36 = -86.4$ t-m　　$Q = 1.5 \cdot 36 = 54$ t

		A	y	Ay	Ay^2
1-u.Flg Pl	220×10	22.0	60.5	1331	80 500
1-Web Pl	1200×10	120.0	0	0	144 000
1-l.Flg Pl	280×12	33.6	-60.6	-2036	123 400
		175.6			347 900

$e = -40$ cm　　$I = 345\,100$ cm^4

$y_u = 65.0$ cm

$y_l = 57.2$ "

許容応力は 25% 割増しとすれば

$\sigma_{ca} = 1.25 \times \left\{1300 - 0.6 \times \left(\frac{340}{28}\right)^2\right\} = 1515\ kg/cm^2$

$\sigma_{ta} = 1.25 \times 1400 = 1750$ 〃

$\tau_a = 1.25 \times 800 = 1000$ 〃

$\sigma_t = \frac{8690000}{345100} \times 65.0 = 1628\ kg/cm^2 < 1750\ kg/cm^2$

$\sigma_t =$ 〃 $\times 57.2 = 1432$ 〃 < 1515 〃

$\tau = \frac{54000}{120.0} = 450$ 〃 < 1000 〃

取付桁

$M = -0.9 \times 36 = 32.4\ t\cdot m$ $Q = 54\ t$

上下フランジが曲げモーメントを、腹板が剪断力を受け持つものとする。

上下フランジ軸力 $S = \frac{32.4}{1.211} = 26.8\ t$

$A_m = 22.0 - 2 \times 2.5 \times 1.0 = 17.0\ cm^2$

$\sigma_t = \frac{26800}{17.0} = 1576\ kg/cm^2 < 1750\ kg/cm^2$

補剛鉄数

上下フランジ $P = 1.25 \times 3763 = 4704\ kg$ (φ22 SV34)

$\therefore n = \frac{26800}{4704} = 5.7$ 本

腹板（複剪） $P = 1.25 \times 4356 = 5445\ kg$

$n = \frac{54000}{5445} = 9.9$ 本

○中間支点上横桁（材質 HT 36/50）

$M = -2.4 \times 102 = -245\ t\cdot m$　　$Q = 1.5 \times 102 = 153\ t$

	A	y	Ay	Ay²
1-ℓ Flg Pl	380×18	68.4	60.9	4166	253.700
1-Web Pl	1200×10	120.0	0	0	144 000
1-u.Flg Pl	320×18	57.6	-60.9	-3508	213.600
		246.0			611 300

$e = 2.7\ cm$　　$I = 609\,500\ cm^4$

$y_u = 64.5\ cm$

$y_\ell = 59.1\ "$

$\sigma_{ca} = 1.25 \times \left\{2000 - 1.4 \times \left(\frac{340}{38}\right)^2\right\} = 2360\ kg/cm^2$

$\sigma_{ta} = 1.25 \times 2100 = 2625\ "$

$\tau_a = 1.25 \times 1200 = 1500\ "$

$\sigma_t = \frac{24\,500\,000}{609\,500} \times 64.5 = 2593\ kg/cm^2 < 2625\ kg/cm^2$

$\sigma_c = \quad " \quad \times 59.1 = 2376\ " \fallingdotseq \sigma_{ca}$

$\tau = \frac{153\,000}{120.0} = 1275\ " < 1500\ "$

取付桁

$M = -0.9 \times 102 = 91.8\ t\cdot m$　　$Q = 153\ t$

フランジ軸力　$S = \frac{91.8}{1.218} = 75.4\ t$

$A_n = 57.6 - 4 \times 2.5 \times 1.8 = 39.6\ cm^2$

$\sigma_t = \frac{75400}{39.6} = 1904\ kg/cm^2 < 2625\ kg/cm^2$

所要鉄数

上下フランジ　$P = 1.25 \times 4789 = 5986$ kg (φ22 SV41)

$\therefore n = \frac{75400}{5986} = 12.6$ 本

腹板　$P = 1.25 \times 5940 = 7425$ kg

$\therefore n = \frac{153000}{7425} = 20.6$ 本

○ 架違支点上横桁（材質 HT 36/50）

$M = -2.4 \times 71 = -170$ t·m　　$Q = 1.5 \times 71 = 107$ t

	A	y	Ay	Ay^2
1-u.Flg Pl 420×28	117.6	26.4	3105	82000
1-Web Pl 500×16	80.0	0	0	16700
1-l.Flg Pl 480×28	134.4	-26.4	-3548	93700
	332.0			192400

$e = -1.3$ cm　　$I = 191800$ cm⁴

$y_u = 29.1$ cm

$y_l = 26.5$ 〃

$\therefore \sigma_{ca} = 1.25 \times \left\{2000 - 1.4 \times \left(\frac{340}{48}\right)^2\right\} = 2412$ kg/cm²

$\sigma_t = \frac{17000000}{191800} \times 29.1 = 2579$ kg/cm² < 2625 kg/cm²

$\sigma_c =$ 〃 $\times 26.5 = 2349$ 〃 < 2412 〃

$\tau = \frac{107000}{80.0} = 1338$ 〃 < 1500 〃

取付支

$M = -0.9 \times 71 = -63.9$ t·m　　$Q = 107$ t

フランジ軸力　$S = \frac{63.9}{0.528} = 121$ t

$A_n = 134.4 - 6 \times 2.5 \times 2.8 = 92.4\ cm^2$

$\sigma_t = \frac{121.000}{92.4} = 1310\ kg/cm^2 < 2625\ kg/cm^2$

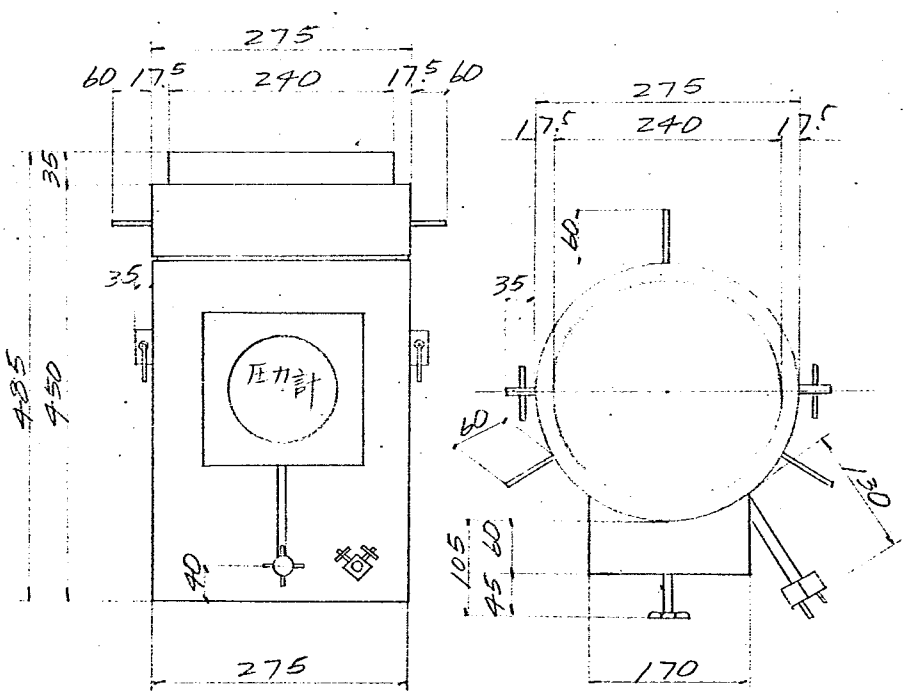
所要鉄数　(φ22 SV41)

上下フランジ　$n = \frac{63900}{5986} = 10.7$ 本

腹板　$n = \frac{107000}{1.25 \times 9504} = 9.0$ 本

ジャッキは安全をみて

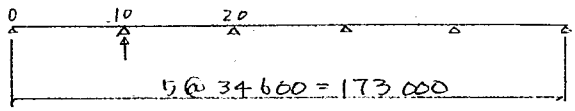
端支点　150t 油圧ジャッキ　1台×2
中間支点　〃　3台×2
架違支点　〃　2台×2
} とする.



150t 油圧ジャッキ

2.6. 支承沓

可動沓 (10点)



1. 反力

外桁	ΣR = 181 t	(Rd = 121 t)
中桁	ΣR = 176 t	(Rd = 94 t)

2. ローラーの計算

桁質 SF55

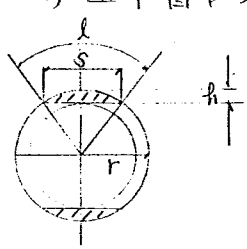
$$d \geq \frac{R}{65 l n}$$

l ; ローラーの長さ 60 cm
n ; ローラーの本数 4本

$$\frac{R}{65 l n} = \frac{181000}{65 \times 60 \times 4} = 11.6 \text{ cm}$$

よって ローラーの直径 d = 12 cm とする。

水平荷重に抵抗させるためローラーに深さ 1.5 cm の溝を巾 3 cm つけ上下沓からローラーに突起を 1.3 cm くい込ませる。



$$h = r\left(1 - \cos\frac{\alpha}{2}\right)$$

$$= r\left(1 - \frac{h}{r}\right)$$

$$= 6\left(1 - \frac{1.3}{6}\right) = 0.7833$$

$$\frac{\alpha}{2} = 38°26'$$

$$\alpha = 76°52'$$

$$\sin\frac{\alpha}{2} = 0.621603$$

$b = \frac{76°52'}{180°} \times 3.1416 \times 6 = 8.01\,cm$

$S = 2r\sin\frac{\alpha}{2} = 2 \times 6 \times 0.6216036 = 7.46\,cm$

ローラーの支圧面積 A (ハッチ部分)

$A = \frac{1}{2}\{r(b-s) + sh\} = \frac{1}{2}\{6 \times (8.01-7.46) + 6 \times 1.3\}$

$= 6.5\,cm^2$

地震時 橋軸直角方向の耐荷力Q

$Q = 2nA\sigma_b \times 1.7 = 2 \times 6.5 \times 1980 \times 1.7 \times 4 = 175.4t$

$> H = 121 \times 0.2 = 24.2t$

3. ピンの計算

$$r \geq \frac{R}{1.285\sigma_b l}$$

$$\frac{R}{1.285\sigma_b l} = \frac{181\,000}{1.285 \times 1980 \times 30} = 2.37\,cm$$

よってピンの直径 $d = 7.5cm$ とする。

嵌合構造はピンに深さ 2.0cm の溝を作り上下沓の突起 1.5cm を挿入して水平荷重に抵抗させる。

耐剪断力 Q_a ($\tau_a = 1000\ kg/cm^2$)

$Q_a = 2 \times 1.875^2 \times 3.1416 \times 1000 \times 1.7 = 37.6t$

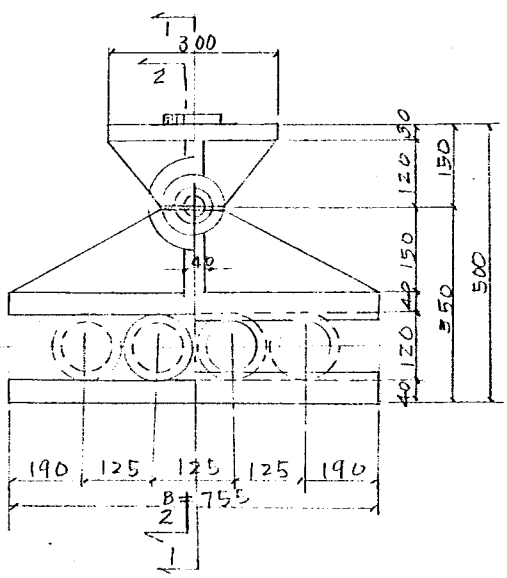
$> H = 121 \times 0.2 = 24.2t$

耐支圧力 Q_a' ($\sigma_b = 1980\ kg/cm^2$)

$Q_a' = (3.75^2 - 1.875^2) \times 3.1416 \times 1980 \times 1.7 = 95.2$ t

$> H = 24.2$ t

4. 断面計算



(1) 上沓　(SC55)

断面モーメント

1-1 断面

$M = \frac{1}{6} \times 181\,000 \times 30 = 678,750$ Kgcm

2-2 断面

$M_1 = \frac{13}{30} \times 181\,000 \times 6.5 = 509,816$ Kgcm

断面検討

1-1 断面

	A	y	Ay	Ay²	I_o
1-Pl.	450×30 = 135	1.5	202.5	304	101
1-Pl.	350×82 = 287	7.1	2037.7	14468	1608
	Σ=422		2240.2	16481	
				11899	

$\delta = 5.31$ cm　　$I_X = 4582$ cm⁴

$\sigma_c = \frac{678,750}{4,582} \times 5.89 = 873$ kg/cm² < 1600 kg/cm²

$\sigma_t =$ 〃 $\times 5.31 = 787$ 〃 < 1800 〃

2-2 断面

	A	y	Ay	Ay²	I_o
1-Pl.	450×30 = 135	1.5	203	304	101
3-Rib Pl	50×82 = 123	7.1	873	6200	689
	Σ = 258		1076	7294	
				4486	

$\delta = 4.17$ cm　　$I_X = 2808$ cm⁴

$\sigma_c = \frac{509816}{2808} \times 7.03 = 1276$ kg/cm² < 1600 kg/cm²

$\sigma_t =$ 〃 $\times 4.17 = 757$ 〃 < 1800 〃

上蓋の取り付け　水平荷重による杭頭は φ100 の突起を付けて受け持たせ　ボルトは単にフランジとの連結のために用いるだけとする

耐剪断力 Qa　　($\tau_a = 800$ kg/cm²)

$Qa = 5^2 \times 3.1416 \times 800 \times 1.7 = 106.8$ t

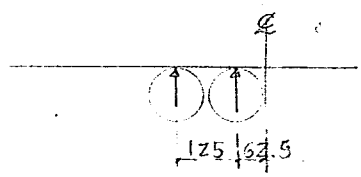
$>H = 121 \times 0.2 = 24.2$ t

4-Bolt φ28

$Qa' = 1.4^2 \times 3.1416 \times 4 \times 800 \times 1.7 = 33.5$ t $>H$

(2) 下沓　　(材質 SC 55)

曲げモーメント



ローラー一本当りの反力 R

$$R = \frac{181\,000}{4} = 45\,250\ \text{kg}$$

1-1 断面

$$M = 45250\,(6.25 + 18.75) = 1,131,250\ \text{kg cm}$$

2-2 断面

$$M = 45250\,(4.25 + 16.75) = 950250\ \text{kg cm}$$

断面検討

1~1 断面

		A	y	Ay	Ay²	I_o
1-Pl	660×40	= 264	2.0	528	1056	352
1-Pl	350×11.2	= 392	9.6	3763	36127	4098
		Σ = 656		4291	41633	
					28658	
					I_x = 13575 cm⁴	

$\delta = 6.54$ cm

$$\sigma_c = \frac{1,131,250}{13575} \times 8.66 = 722\ \text{kg/cm}^2 < 1600\ \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = \quad " \quad \times 6.54 = 545\ " < 1800\ "$$

2~2 断面

		A	y	Ay	Ay^2	I_o
1-Pl.	660×40 =	264	2	528	1056	352
3-Rib Pl	50×11.2 =	168	9.6	1613	15483	1756
	Σ =	432		2141	18647	
					10627	
	δ = 4.96				I_x = 8020 cm^4	

$\sigma_c = \frac{950.250}{8020} \times 10.24 = 1213$ kg/cm^2 < 1600 kg/cm^2

$\sigma_f =$ 〃 × 4.96 = 588 〃 < 1800 〃

5. 底版

底版は厚さ40mmとし応力計算は省略する。

6. 底版アンカーボルト

水平力 H = 121 × 0.2 = 24.2 t

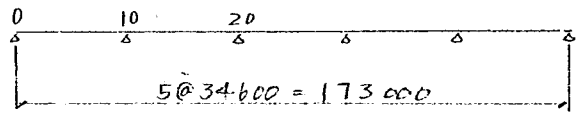
4-Bolt φ32

剪断荷重許力 Qa (τ_a = 600 kg/cm^2)

$Qa = 4 \times 1.6^2 \times 3.1416 \times 600 \times 1.7 = 32.8$ t

> H = 24.2 t

可動沓　(0号)



1. 反力

外桁　R = 71 t　(Rd = 42 t)
中桁　R = 77 t　(Rd = 33 t)

水平力 H = 42 × 0.2 = 8.2 t

2. ローラーの計算

材質　SF 55

$$d \geqq \frac{R}{45 \ell n} = \frac{77\,000}{65.60 \times 2} = 8.9 \text{ cm}$$

ℓ = ローラーの長さ 60 cm
n = ローラー本数 2本

よって ローラーの直径 d = 12 cm とする。

嵌合構造は可動沓 10号参照の事 ∴耐荷力 Qa

Qa = 2 × 2 × 6.5 × 1980 × 1.7 = 87.7 t > H = 8.2 t

3. ピンの計算

ピンは全く可動沓 10号と同様。

4. 断面計算

断面図は 可動沓(10号)と同一でローラーが2本になるのみ

であるから B = 505 となり図は省略する。

(1) 上沓　(SC55)

曲げモーメント　可動沓(10t)の構造図参照

1-1 断面

$M = \frac{1}{8} \times 77000 \times 30 = 288,750$ Kgcm

2-2 断面

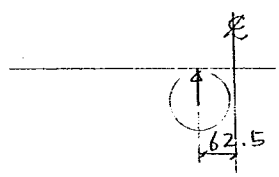
$M = \frac{13.5}{30} \times 77000 \times 6.75 = 233,888$ Kgcm

断面検討は曲げモーメントが可動沓(10t)より小さいので省略する。

上沓の取り付けも前者と同様とする。

(2) 下沓　(SC55)

曲げモーメント　(断面計算は曲げモーメントが小さいので省略する)



ローラー1本当の受反力 R

$R = \frac{77000}{2} = 38,500$ Kg

1-1 断面

$M = 38,500 \times 6.25 = 240,625$ Kgcm

2-2 断面

$M = 38,500 \times 4.75 = 182,875$ Kgcm

5. 底版のアンカーボルト

4-Anchor Bolt φ28

耐荷力 $Qa = 1.4^2 \times 3.1416 \times 4 \times 600 \times 1.7 = 25.1t > H = 8.2t$

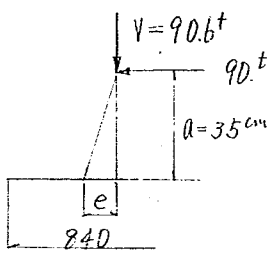
固定沓

1. 反力　外桁　$R=163^t$　$(Rd=105^t)$

　　中桁　$R=160^t$　$(Rd=81^t)$

　　$H=90^t$

2. 安定計算

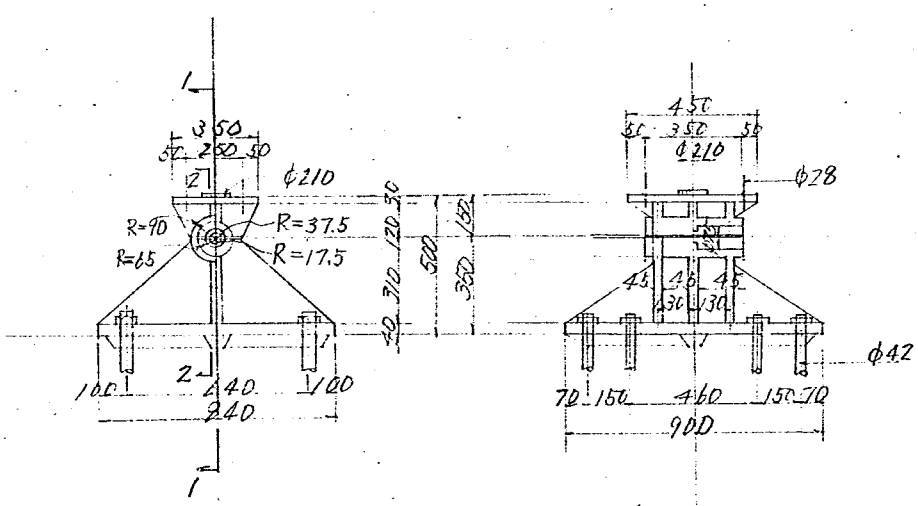


$V=\frac{2\times105+3\times81}{5}=90.6^t$

$e=\frac{H\cdot a}{V}=\frac{90\times35}{90.6}=34.8^{cm}>\frac{84}{6}=14.0^{cm}$

$x=42-34.8=7.2^{cm}$

$\sigma_c=\frac{2V}{3xb}=\frac{90600\times2}{3\times7.2\times90}=93^{kg/cm^2}$



3. 上弦の断面計算 常時 (材質SC55)

1~1 断面の曲げモーメント

$$M = \frac{1}{8}pl = \frac{1}{8} \times 163{,}000 \times 35 = 713{,}125 \text{ kg·cm}$$

		A	y	Ay	Ay²	I_o
1-Pl.	450×30 =	135	15	202.5	304	101
1-Pl.	350×82 =	287	7.1	2037.7	14,468	1608
	Σ	422		2240.2	14,772	1,709

14,772
−11,899
$I_x = 4{,}582 \text{ cm}^4$

$\delta = \frac{2240.2}{422} = 5.31 \text{ cm}$

$y_c = 5.89 \text{ cm}$, $y_1 = 5.31 \text{ cm}$

$\sigma_c = \frac{713{,}125}{4{,}582} \times 5.89 = 917 \text{ kg/cm}^2 < 1600 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_t = \frac{713125}{4.582} \times 5.31 = 826 \text{ kg/cm}^2 < 1300 \text{ kg/cm}^2$

2~2 断面

$$M = \frac{15.5}{35} \times 163{,}000 \times 7.75 = 559{,}439 \text{ kg·cm}$$

		A	y	Ay	Ay²	I_o
1-Pl.	450×30 =	135	1.5	203	304	101
3-Rib.Pl	45×82 =	110.7	7.1	786	5580	620
	Σ	245.7		989	6,605	

−3,971
$I_x = 2{,}634 \text{ cm}^4$

$\delta = \frac{989}{245.7} = 4.02 \text{ cm}$

$y_c = 7.18 \text{ cm}$, $y_1 = 4.02 \text{ cm}$

$\sigma_c = \frac{559.439}{2634} \times 7.18 = 1527 \text{ kg/cm}^2 < 1600 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_t = 〃 \times 4.02 = 855 \text{ kg/cm}^2 < 1800 \text{ kg/cm}^2$

下沓の計算　(材質SC55)

常時

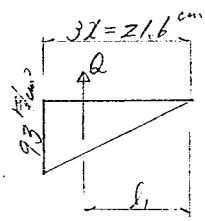
1～1 断面

$$M = \frac{1}{8} \times 163{,}000 \times 84 = 1{,}711{,}500 \text{ kg·cm}$$

2-2 断面

$$M = \frac{40}{84} \times 163{,}000 \times 20 = 1{,}552.380 \text{ kg·cm}$$

地震時



$Q = 180.792$ kg

$\ell_1 = 21.6 \times \frac{2}{3} = 14.4$ cm

1-1 断面

$$M = 180{,}792 \times 34.8 \times \frac{1}{1.7} = 3{,}700{,}918 \text{ kgcm}$$

2-2 断面

$$M = 180{,}792 \times 32.8 \times \frac{1}{1.7} = 3{,}488{,}222 \text{ kgcm}$$

断面決定は地震時で行う

1～1 断面

		A	y	Ay	Ay²	I_0
1-Pl.	900×40 =	360	2.0	720	1,440	4,80
1-Pl.	350×290 =	1015	18.5	18,778	347,384	71,135
	Σ	1375		19,498	420439	
					-276.475	

$I_x = 143.964 \text{ cm}^4$

$\delta = 14.18^{cm}$

$\sigma_c = \frac{3,700,918}{143,964} \times 18.82 = 484\ kg/cm^2 < 1600\ kg/cm^2$

$\sigma_t = \frac{3,700,918}{143,964} \times 14.18 - 365\ kg/cm^2 < 1800\ kg/cm^2$

2-2 断面

	A	y	Ay	Ay²	I_o
1-Pl. 900×40 =	360	2.0	720	1,440	480
3-Rib Pl 45×291 =	391.5	18.5	7243	133,991	27,438
Σ =	751.5		7963	163,549	
				84,439	
				I_1 78,910	cm^4

$\delta = \frac{7963}{751.5} = 10.60^{cm}$

$\sigma_c = \frac{3,488,222}{78,910} \times 22.4 = 990\ kg/cm^2 < 1600\ kg/cm^2$

$\sigma_t = \frac{3,488,222}{78,910} \times 10.6 = 469\ kg/cm^2 < 1800\ kg/cm^2$

アンカーボルト

水平力 $H = 90^t$

8-φ42

耐荷力 Q

$Q = 8 \times 2.1^2 \times 3.1416 \times 600 \times 1.7 = 113.1^t > H$

上沓 アンカー

上沓は φ210 の突起で水平力に抵抗させ ボルトはとめるだけとする

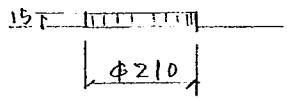
耐剪断力 S （$\tau_a = 1000\ kg/cm^2$ SC55）

$S = 10.5^2 \times 3.1416 \times 1000 \times 1.7 = 588.8^t > H$

ボルトは 4-φ28 を使用する。

支圧面の検討.

水平力 H=90t に抵抗出来る突起部分の直径は

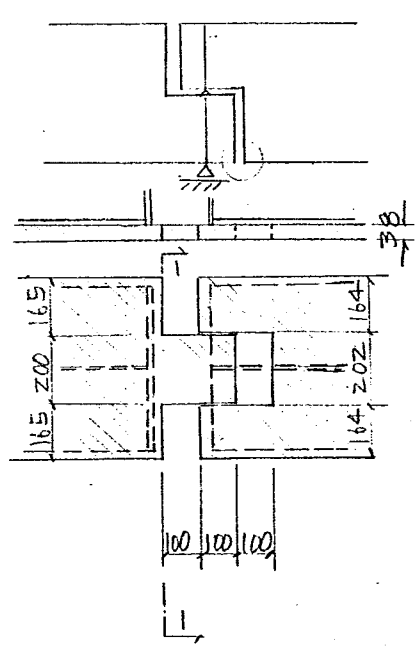


$$r = \frac{90000}{1.285 \times 2700 \times 1.5 \times 1.7} = 10.2\ \text{cm}$$

よって Φ210 で十分である。

ヒンヂ部

下フランヂの横荷重に対する検討.



死荷重反力 Rd = 4.2t

水平力 H = 4.2 × 0.2t = 8.4t

支圧，剪断，曲げモーメントについて検討する。

剪断，曲げモーメントは I-I 断面について検討する。

材質 SS41

曲げモーメント

$M = 8,400 \times 20 = 168,000 \ kg\,cm$

$W = \frac{3.8 \times 20^2}{6} = 255 \ cm^3$

$\sigma_c = \frac{168\,000}{255 \times 1.7} = 388 \ kg/cm^2 < 1300 \ kg/cm^2$

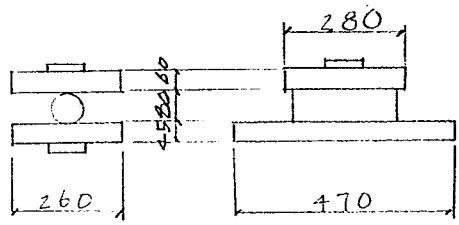
両寸剪断力 Qa

$Qa = 3.8 \times 20 \times 800 \times 1.7 = 103.36\,t > 8.4\,t$

両寸支圧力 Qa

$Qa = 3.8 \times 3.0 \times 1300 \times 1.7 = 25.2\,t > 8.4\,t$

50点（上側）　　R＝77t（可動）



上沓（材質 SC55）

$M = \frac{77}{2} \times \frac{0.26}{4} = 250,250$ kgcm

$W = \frac{1}{6} \times 28 \times b^2 = 168$ cm³

$\sigma_c = \frac{250,250}{168} = 1490$ kg/cm² ＜1600 kg/cm²

下沓（材質 SC55）

$W = \frac{1}{6} \times 47 \times 4.5^2 = 159$ cm³

$\sigma_c = \frac{250250}{159} = 1574$ kg/cm² ＜1600 kg/cm²

ローラー（熱処理窒化材）

半径 r＝4 cm　ローラーの有効長 l＝20cmとすると

許容支持力はNKアーマーローラーのカタログを参照して

R＝1.25rl = 1.25×4×20 = 100t ＞77t

水平荷重に対する検討

上下沓に突起を付けて水平力に抵抗させる。

H＝42t　　支圧から検討すると、

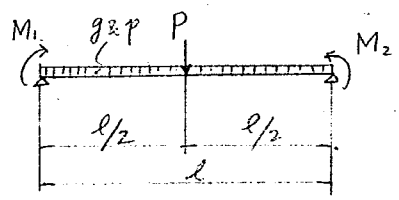
$r = \frac{42000}{1.285 \times 2700 \times 1.5 \times 1.7} = 4.7$ cm

よって突起は φ100×15mm とする。

耐荷剪断力 Q_A

$Q_A = 5^2, 3.1416 \times 1000 \times 1.7 = 133.5\,t > 42\,t$

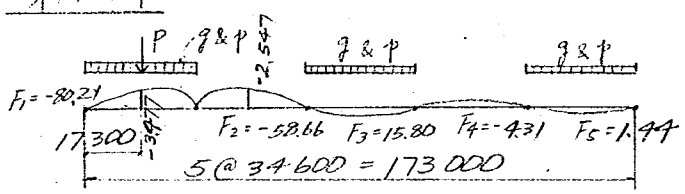
2.7. 活荷重によるたわみ



$$\eta_\ell = \frac{P\ell^3}{48EI} + \frac{5(g+p)\ell^4}{384EI} + \frac{(M_1+M_2)\ell^2}{16EI}$$

$$= \frac{\ell^2}{384EI}\{8P\ell + 5(g+p)\ell^2 + 24(M_1+M_2)\}$$

第1径間



外材行

$P = 11.61^t = 11.61 \times 10^3$ kg

$g+p = 0.392 + 0.812 = 1.204\ t/m = 12.04\ kg/cm^2$

$M_1 = 0$

$M_2 = 11.61 \times (-3.477) + 1.204 \times (-80.21 + 15.80 + 1.44)$

$= -40.4 - 75.8 = -116.2\ tm$

$= -11.62 \times 10^6$ kg cm

$\therefore 8P\ell = 8 \times 11.61 \times 10^3 \times 3460 = 321.4 \times 10^6$

$5(g+p)\ell^2 = 5 \times 12.04 \times 3460^2 = 720.7 \times 〃$

$24(M_1+M_2) = 24 \times (-11.62) \times 10^6 = -278.9 \times 〃$

$\Sigma = 763.2 \times 10^6$

$\therefore \eta_\ell = \frac{3460^2}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 1904600} \times 763.2 \times 10^6 = 5.95$ cm

$\eta_\ell/\ell = \frac{5.95}{3460} = \frac{1}{582} < \frac{1}{500}$

中桁

$P = 11.49\ ^{t} = 11.49 \times 10^{3}\ kg$

$g+p = 0.180 + 0.804 = 0.984\ ^{t}/_{m} = 9.84\ kg/cm$

$M_1 = 0$

$M_2 = 11.49 \times (-3.477) + 0.984 \times (-80.21 - 15.20 + 1.44)$

$= -40.0 - 62.0 = -102.0\ t\cdot m = -10.20 \times 10^{6}\ kg\cdot cm$

$\therefore 8Pl = 8 \times 11.49 \times 10^{3} \times 3460 = 318.0 \times 10^{6}$

$5(g+p)l^{3} = 5 \times 9.84 \times 3460^{3} = 589.0 \times 10^{6}$

$24(M_1+M_2) = 24 \times (-10.20) \times 10^{6} = -244.8 \times 10^{6}$

$\Sigma = 662.2 \times 10^{6}$

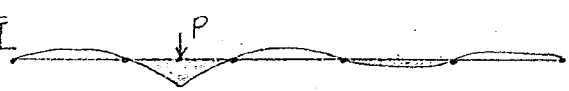
$\therefore \eta_0 = \dfrac{3460^{2}}{384 \times 2.1 \times 10^{6} \times 1712300} \times 662.2 \times 10^{6}$

$= 5.74\ cm$

$\dfrac{\eta_0}{l} = \dfrac{5.74}{3460} = \dfrac{1}{603} < \dfrac{1}{500}$

第2径間

外桁

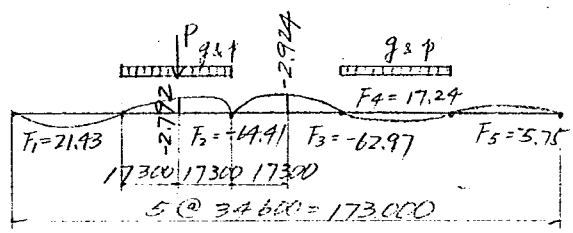


たわみの影響線はその着目点に $P=1$ を載荷したときのたわみ曲線に等しい．従って第2径間中央のたわみが最大になるのは第2，第4径間に活荷重を載荷した場合である．よって M_1 は前頁より，

$M_1 = 11.61 \times (-2.547) + 1.204 \times (-58.66 - 4.31)$

$= -29.6 - 75.8 = -105.4\ t\cdot m$

$= -10.54 \times 10^{6}\ kg\cdot cm$



$$M_2 = 11.61\times(-2.792) + 1.204\times(-6.41+17.24)$$
$$= -32.4 - 56.8 = -89.2\ t\cdot m = -8.92\times10^6\ kg\cdot cm$$

$8Pl$	$= 321.4\times10^6$
$5(g+p)l^2$	$= 720.7\times$ 〃
$24(M_1+M_2) = 24\times(-10.54-8.92)\times10^6 =$	$-467.0\times$ 〃
	$\Sigma = 575.1\times10^6$

$$\therefore \eta_l = \frac{3460^2}{384\times2.1\times10^6\times1262300}\times575.1\times10^6$$
$$= 6.76\ cm$$
$$\eta_l/l = \frac{6.76}{3460} = \frac{1}{512} < \frac{1}{500}$$

中桁

$$M_1 = 11.49\times(-2.547) + 0.984\times(-58.66-4.31)$$
$$= -29.3 - 62.0 = -91.3\ t\cdot m$$
$$= -9.13\times10^6\ kg\cdot cm$$

$$M_2 = 11.49\times(-2.792) + 0.984\times(-6.41+17.24)$$
$$= -32.1 - 46.4 = -78.5\ t\cdot m$$
$$= -7.85\times10^6\ kg\cdot cm$$

$\therefore 8Pl = 318.0 \times 10^6$

$5(g+p)l^2 = 589.0 \times 〃$

$24(M_1+M_2) = 24 \times (-9.13-7.85) \times 10^6 = -407.5 \times 〃$

$\Sigma = 499.5 \times 10^6$

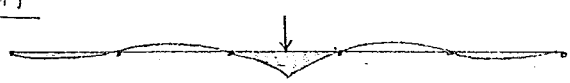
$$\therefore \eta_0 = \frac{3460^3}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 1123/100} \times 499.5 \times 10^6$$

$= 6.60$ cm

$$\eta_0/l = \frac{6.60}{3460} = \frac{1}{524} < \frac{1}{500}$$

第3径間

外桁



活荷重は第1, 第3, 第5径間に載荷する. (線荷重は第3径間中央のみ).

支点曲げモーメント

$M_1 = M_2 = 11.61 \times (-2.924) + 1.204 \times (-62.97 + 21.43 - 5.75)$

$= -33.9 - 56.9 = -90.8$ t-m $= -9.08 \times 10^6$ kg cm

$8Pl = 321.9 \times 10^6$

$5(g+p)l^2 = 720.7 \times 〃$

$24(M_1+M_2) = 24 \times 2 \times (-9.08) \times 10^6 = -135.8 \times 〃$

$\Sigma = 606.3 \times 10^6$

$$\therefore \eta_\ell = \frac{3460^2}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 1402800} \times 606.3 \times 10^6$$

$$= 6.42 \text{ cm}$$

$$\eta_\ell / \ell = \frac{6.42}{3460} = \frac{1}{539} < \frac{1}{500}$$

中桁

$$M_1 = M_2 = 11.49 \times (-2.924) + 0.984 \times (-62.97 + 21.43 - 5.75)$$

$$= -33.8 - 46.5 = -80.3 \text{ t·m}$$

$$= -8.03 \times 10^6 \text{ kg·cm}$$

$8P\ell$	$= 318.0 \times 10^6$
$5(g+p)\ell^2$	$= 589.0 \times 〃$
$24(M_1+M_2) = 24 \times 2 \times (-8.03) \times 10^3$	$= -385.4 \times 〃$
	$\Sigma = 521.6 \times 10^6$

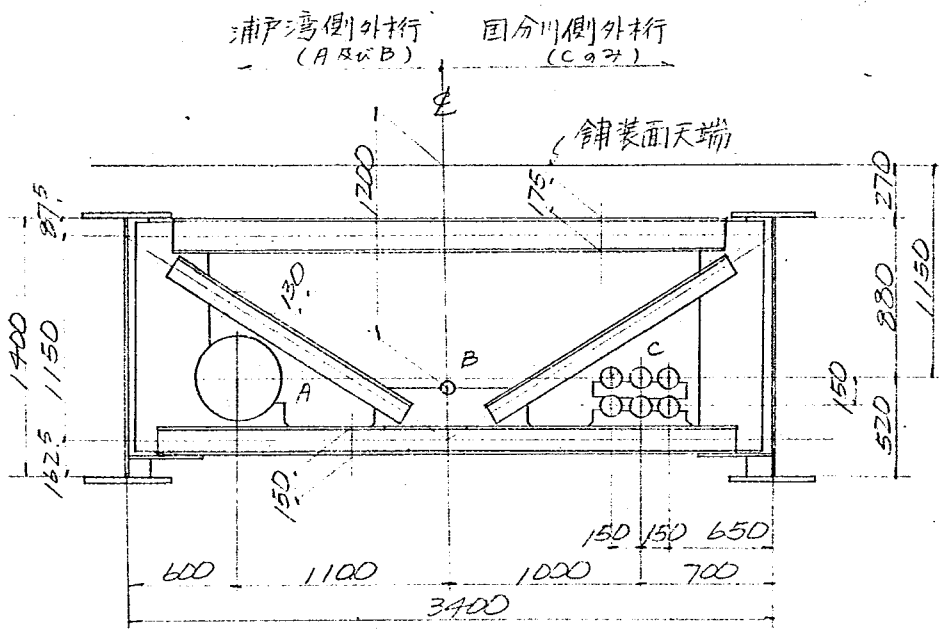
$$\therefore \eta_1 = \frac{3460^2}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 1262300} \times 521.6 \times 10^6$$

$$= 6.13 \text{ cm}$$

$$\eta_\ell / \ell = \frac{6.13}{3460} = \frac{1}{564} < \frac{1}{500}$$

2.8. 公共添加物

公共添加物は下図に示す位置に取付ける.



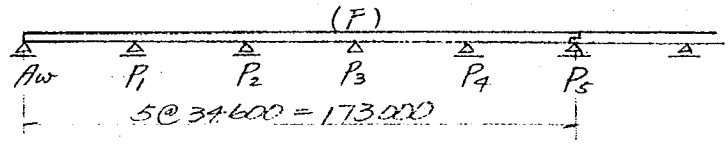
A : 水道管 (浦戸湾側)
外径 452 mm 重量 186 kg/m
B : 四国電力ケーブル (浦戸湾側)
外径 54.7 mm 重量 4.2 kg/m
C : 電気通信ケーブル (国分川側)
外径 6-φ100 重量 89.88 kg/m

但し設計々算では四国電力ケーブルは重量が小さいので無視し.

水道管 : 190 kg/m 電信ケーブル : 90 kg/m

として計算を行った. (才書12頁)

2.9. 下部工に作用する上部工反力



2.9.1. 下部工張出部に作用する外桁反力

本書21頁より

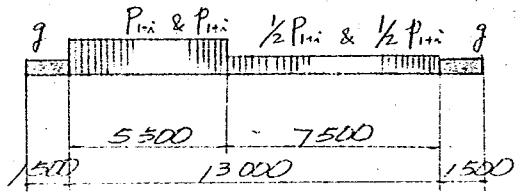
橋台	A_0	$\Sigma R =$	71 t
橋脚	$P_{1,4}$	$\Sigma R =$	181 〃
〃	$P_{2,3}$	$\Sigma R =$	163 〃
〃	P_5	$\Sigma R =$	$2 \times 71 - 9 = 133$ t

2.9.2. 橋台及び橋脚1基当りに作用する上部工全反力

死荷重

歩道部舗装	$2 \times 2.3 \times 0.03 \times 1.5$	=	0.207 t/m
車道部 〃	$2.3 \times 0.05 \times 13.0$	=	1.495 〃
高欄 地覆	2×0.233	=	0.466 〃
歩道部床版	$2 \times 2.5 \times 0.14 \times 1.5$	=	1.050 〃
車道部 〃	$2.5 \times 0.17 \times 13.0$	=	5.525 〃
外桁ハンチ	2×0.650	=	1.300 〃
中桁ハンチ	3×0.080	=	0.240 〃
水道管		=	0.190 〃
電信ケーブル		=	0.090 〃
鋼重	0.150×16.0	=	2.400 〃
その他		=	0.037 〃
		w_d =	13.000 t/m

活荷重



$F = 5.5 \times 1 + 7.5 \times \frac{1}{2} = 9.250$

$\lambda = 0.236$

$\therefore P_{1Li} = 1.236 \times 5.0 \times 9.250 = 57.2\ t$

$p_{1Li} = 1.236 \times 0.35 \times 9.250 = 4.00\ t/m$

$g = 0.35 \times 3.0 = 1.05\ "$

橋台 P_W

$R_1 = 13.0 \times 13.66 = 178\ t$

$R_{2Li} = 57.2 \times 1.000 + (4.00 + 1.05) \times 16.17 = 139\ "$

$\Sigma R = 317\ t$

地震時の死荷重による水平力は支承面の静摩擦係数 $f_s = 0.05$ として

$P_H = f_s \cdot R_1 = 0.05 \times 178 = 8.9\ t$

橋脚 P_1, P_4

$R_1 = 13.0 \times 39.15 = 509\ t$

$R_{2Li} = 57.2 \times 1.0039 + (4.00 + 1.05) \times 42.13 = 270\ "$

$\Sigma R = 779\ t$

地震時水平力

$P_H = 0.05 \times 509 = 25.5\ t$

橋脚 P_2, P_3

$R_1 = 13.0 \times 33.69 = 438$ t

$R_{2\sim5} = 57.2 \times 1.000 + (4.00+1.05) \times 40.40 = 261$ 〃

$\Sigma R = 699$ t

地震時水平力

橋脚 P_3 : $P_H = 0.05 \times 438 = 21.9$ t

〃 P_4 : $P_H = 13.0 \times 173.0 \times 0.2 = 450$ 〃

橋脚 P_5

$R_1 = 2 \times 178 = 356$ t

$R_2 = 57.2 \times 1.000 + 2 \times (4.00+1.05) \times 16.17 = 221$ 〃

$\Sigma R = 577$ t

$P_H = 2 \times 8.9 = 17.8$ t

2.10. 設計仮定に対する検算.

格子計算に於ける剛比の精算及びそれに伴う格点及力の検算は本書 42 頁の通り.

高欄重量及び橋体鋼重を精算すれば次の通り

高欄 ····· 43 kg/m (仮定 30 kg/m)
鋼重 ····· 134 kg/m² (仮定 150 kg/m²)

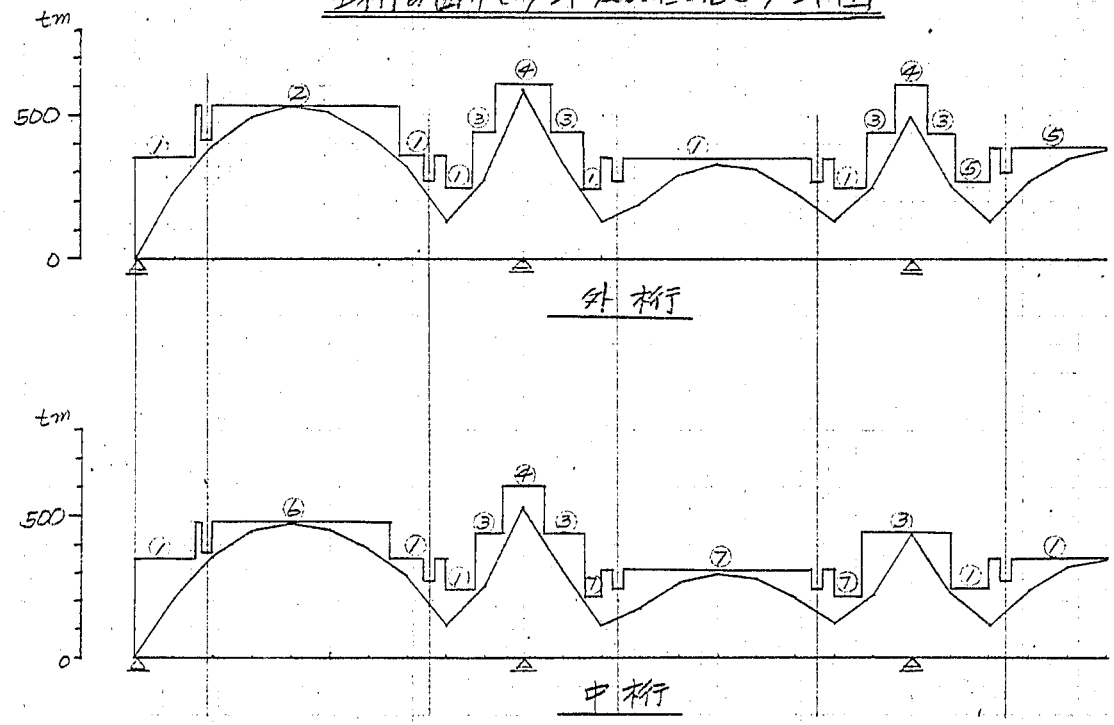
橋軸方向 1m 当りの橋体全死荷重度を精算すると
本書 68 頁を参照して

	精算	仮定
歩道部舗装	0.207 t/m	0.207 t/m
車道部 〃	1.495 〃	1.495 〃
地覆	2×0.203 = 0.406 〃	2×0.203 = 0.406 〃
高欄	2×0.043 = 0.086 〃	2×0.030 = 0.060 〃
歩道部床版	1.050 〃	1.050 〃
車道部 〃	5.525 〃	5.525 〃
外桁ハンチ	1.300 〃	1.300 〃
中桁ハンチ	0.240 〃	0.240 〃
水道管	0.190 〃	0.190 〃
電信ケーブル	0.090 〃	0.090 〃
鋼重	0.134×16 = 2.144 〃	0.150×16 = 2.400 〃
その他	——	0.037 〃
合計	12.733 〃	13.000 〃

$$\frac{\text{精算値}}{\text{仮定値}} = \frac{12.733}{13.000} = 0.98 = 98\%$$

2.12.2 主桁の曲げモーメント及び抵抗モーメント図
2.12.3 主桁の剪断力図
次頁の通り.

主桁の曲げモーメント及び抵抗モーメント図



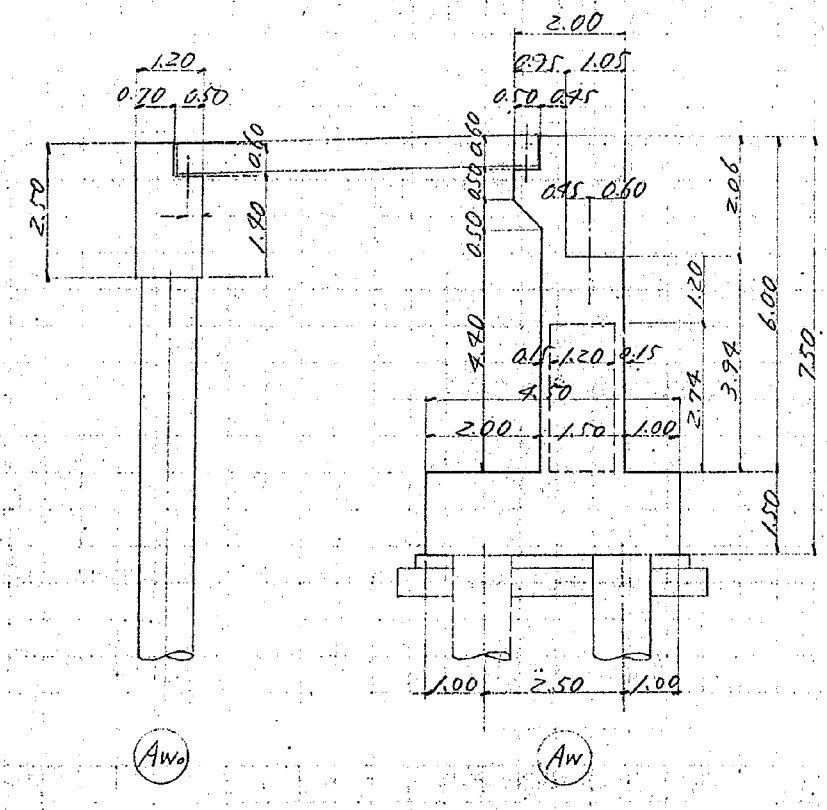
注. ③④のみ HT 50/60
他はすべて HT 36/50

主桁のセン断力図

100t
0
-100t
71.0
-1.2
94.9
15.9
87.0
8.7
-25.2
-99.5
-133
-83.5
外桁
17300
17300
17300
17300
17300
34600
34600
34600
100t
0
-100t
77.0
8.5
96.3
23.0
91.7
15.4
-31.5
-102.0
-23.6
-88.9
中桁

3. 下部構造－1 (Aw) (Aw₀)

3-1 一般構造寸法



3-2. 鉛直力、水平力に対する安定 (AW)

3-2-1 安定計算

自重および重心

		W	x	y	Mx	My
1	6.75×2.06×16.6×2.5	= 38.5	2.225	6.47	85.7	249.1
2	0.5×0.5×16.6×2.5	= 10.4	1.75	6.65	18.2	69.2
3	$\frac{1}{2}$×0.5×0.5×16.6×2.5	= 5.2	1.833	6.23	9.5	32.4
4	1.5×3.94×16.6×2.5	= 245.3	2.75	3.47	674.6	851.2
5	-3×1.2×2.74×3.7×2.5	= -71.2	2.75	2.87	-250.8	-261.7
6	4.5×1.5×16.6×2.5	= 280.1	2.25	0.75	630.2	210.1
		488.3			1,167.4	1150.3

$$x = \frac{M_x}{W} = 2.39\ m \qquad y = \frac{M_y}{W} = 2.36\ m$$

自重　　$W = 488.3\ t$
下向地震時鉛直力　$W' = 537.1$
上向　〃　　$W' = 439.5$
水平　〃　水平力　$H = 97.7$

浮力　(土被り無視、水位 +1.8m)

$$F = (4.5 \times 1.5 + 1.5 \times 1.8) \times 16.6 \times 1.03 = 161.6\ t$$

浮力考慮鉛直力

$W = 326.7\ t$
$W' = 375.5\ t$
$W' = 277.9\ t$

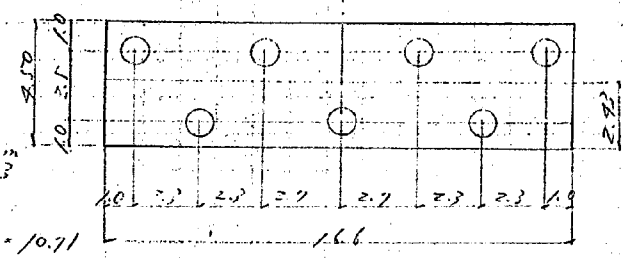
常時の安定計算

	W	x	Mx
RC躯体	R_s 160.6	1.75	281.1
連続鋼桁	R_c 259.8	2.90	753.4
躯体	326.7	2.34	764.5
	747.1		1799.0

$$x = \frac{M_x}{\Sigma W} = 2.41\ m$$

3.3 基礎構造

φ1000 ベント くい



橋軸方向

$e = \frac{1.0 \times 3 + 3.5 \times 4}{7} = 2.43^{m}$

$I = 1.43^2 \times 3 + 1.07^2 \times 4 = 10.71$

橋軸直角方向

$I = 2 \times 2.7^2 + 2 \times 5.0^2 + 2 \times 7.3^2 = 14.6 + 50.0 + 106.6 = 171.2$

くい反力

$M = 747.1 \times (2.93 - 2.41) = 14.9^{t \cdot m}$

$R_V = \frac{N}{n} \pm \frac{M}{I} y = \frac{747.1}{7} + \frac{14.9}{10.7} \times 1.43 = 106.7 + 2.0 = 108.7^{t/本}$

〃 − 〃 × 1.07 = 106.7 − 1.5 = 105.2 t/本

地震時の支点計算 (上向)

橋軸方向

	W	H	x	y	M_x	M_y
Rs	72.3	16.1	1.75	6.90	126.5	111.1
Rc	160.2	8.9	2.30	5.44	161.6	57.3
取付	277.9	97.7	2.34	2.36	650.3	230.6
	510.4	122.7			1241.4	399.0

$\lambda = 1.65^{m}$

$M = 510.4 \times (2.93 - 1.65) = 398.1^{t \cdot m}$

$R_V = \frac{N}{n} \pm \frac{M}{I} y = \frac{510.4}{7} \pm \frac{398.1}{10.71} \times 1.43 = 73 \pm 53 = 126^{t/本}$

〃 ± 〃 × 1.07 = 73 − 40 = 33 t/本

$R_H = \frac{H}{n} = \frac{122.7}{7} = 17.5^{t/本}$

橋軸直角方向

	W	H	y	M
R_0	72.3	16.1	7.20	115.9
R_0	160.2	35.6	7.23	257.7
躯体	277.9	77.7	2.36	220.6
	510.4	149.4		603.9

$$p_v = \frac{N}{n} \pm \frac{M}{I} y = \frac{510.4}{7} \pm \frac{603.9}{171.2} \times 7.3$$
$$= 73 \pm 26 = \begin{cases} 99\ t/m \\ 47 \end{cases}$$

$$p_H = \frac{H}{n} = \frac{149.4}{7} = 21.4\ t/m$$

3.4. 躯体の計算

躯体は，パラペットの基部と，壁の基部および フーチング 後趾基部の3断面について行なう

パラペット (橋軸方向)

	W	H	y	M
1	38.5	7.7	1.03	7.9
2	10.4	2.1	1.21	2.5
3	5.2	1.0	0.49	0.5
R_0		16.1	1.76	28.5
〃	72.3		0.775	56.3
				68.7 t·m × 1.5 = 95.8 t·m

常時 $98.0 \times 0.477 = 46.6$ t·m

常時で断面はさ13 単位長当り $M = \frac{46.6}{16.6} = 2.81$ t·m
有効1/6を無視する

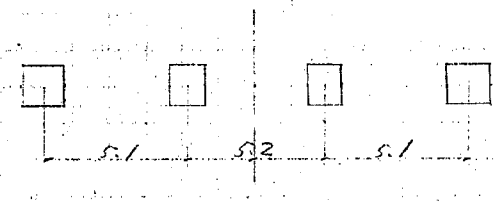
$$A_s = \frac{M}{\sigma_{sa} j d} = \frac{281000}{1500 \times 0.875 \times 31} = 5.1 \text{cm}$$

実際には D13 を 15cm c/c に配筋する $A_s = 8.4 \text{cm}^2$

脚　（橋軸直角方向）

	W	W'	H	y	M
1	38.5	39.7	7.7	6.47	49.8
2	10.4	9.4	2.1	6.61	14.0
3	5.2	4.7	1.0	6.23	6.2
4	245.3	220.8	44.1	3.97	170.9
5	-91.2	-82.1	-18.2	2.87	-52.2
R_S	80.3	72.3	-16.1	6.90	-111.1
R_C	128.0	160.2	35.6	5.44	193.7
		420.0	129.8		493.0

杭の位置 I-I

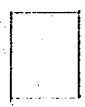


$I = 2(7.7^2 + 2.6^2)$
$= 72.8$

$N = \frac{420.0}{4} \pm \frac{493.0}{72.8} \times 7.7$
$= 105 \pm 52.1 = 157.1 \sim 52.9^t$

曲げモメントは各杭に等分すると　$M = \frac{493.0}{4} = 123.3^{t\cdot m}$

$e = \frac{M}{N} = 2.33^m$　　$\frac{e}{h} = \frac{2.33}{1.2} = 2$



$\frac{d'}{h} = \frac{12}{120} = 0.1$

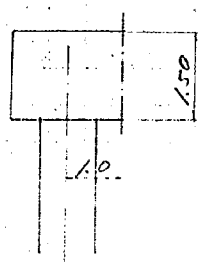
$A_S = 14\text{-}D22 = 54.2^{cm^2}$　　$p = \frac{54.2}{120 \times 150} = 0.003$

$k = 0.265$　　$[\sigma] = 0.05$

$\sigma_c = \frac{N}{kh[\sigma]} = \frac{52900}{18000 \times 0.05} \cdot 2.9 \times \frac{1}{0.05} = 58^{kg/cm^2}$

$\sigma_s = 2080^{kg/cm^2}$

7-4-7 (考時)



$M = 101.5 \times 1 = 101.5^{tm}$

$b = 1 + (1 \times 1)2 = 3^{m}$

$M' = \frac{101.5}{3} = 33.8^{tm}$

$As = \frac{3380000}{1800 \times 0.858 \times 135} = 17.4^{cm^2}$

D19 @ 15cm c/c 又は 2本 $As = 19.1^{cm^2}$

3.5 Awo

3.5.1 安定計算

自重

はり中央断面 $(0.7 \times 0.6 + 1.77 \times 1.2) = 2.54^{m^2}$

〃 端部 〃 (〃 〃) $+ 1.7 \times 0.58)$

$= 2.14 + 0.81 = 3.35^{m^2}$

全自重 $2.14 \times 16.0 \times 2.5 + 3.35 \times 2.0 \times 2 \times 2.5$

$= 101.6 + 33.5 = 135.1^{t}$

$W = 135.1^{t}$
$W_+ = 148.6^{}$
$W_- = 121.6^{}$
$H = 27.0^{}$

土圧

はり部分

$P = \frac{1}{2} \times 2.37^2 \times 0.38 \times (1-0.1) \times 1.8 = 1.7^{t/m}$

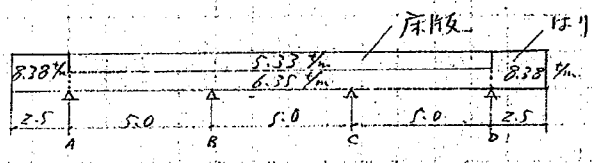
$h' = \frac{2.37}{3} = 0.79^{m}$

くい部分

$P = \frac{1}{2} \times 6.00^2 \times 0.38 \times (1-0.1) \times 1.8 = 11.1^{t}$

$h' = \frac{6.0}{3} = 2.0^{m}$

くいの反力



常時

死荷重

$$R_A = 0.7 \times 11.68 \times 5.0 + \frac{26.2}{5.0} \times (1.267 - 0.6667) = 29.7\ t$$

$$R_B = 1.1 \times 11.68 \times 5.0 + \frac{26.2}{5.0} \times (-1.600 - 0.400) = 58.0\ t$$

$$M_K = 8.38 \times 2.5^2 \times \frac{1}{2} = 26.2\ t\cdot m$$

活荷重

$5 \times 1.35 = 6.77\ t/m$ ... $w_1 = 6.77 + 1.54 = 8.31\ t/m$

$2.5 \times \ " \ = 3.39\ "$

$0.35 \times \ " \ \times 6.5/2 = 1.54\ t/m$ ... $w_2 = 3.39 + 0.77 = 4.16\ "$

$0.175 \times \ " \ \times 6.5/2 = 0.77\ "$

$$R_A = 4.16 \times (0.9333 + 0.0167) \times 5.0 + 8.31 \times (-0.0500) \times 5.0$$
$$= 9.36 - 2.08 = 7.29\ t$$

$$R_B = 4.16 \times (0.6500 - 0.100) \times 5.0 + 8.31 \times (0.5500) \times 5.0$$
$$= 11.44 + 22.85 = 34.29\ t$$

合計反力

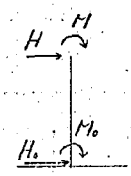
$$R_A = 29.7 + 7.2 = 36.9\ t$$

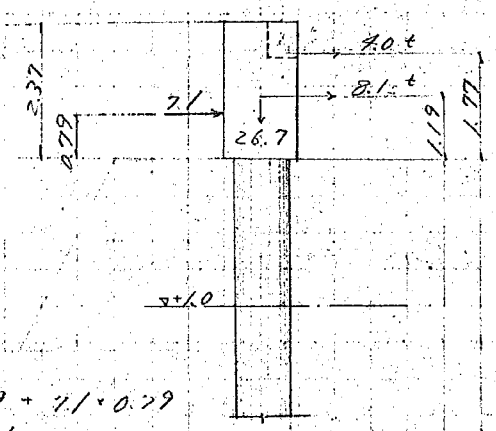
$$R_B = 58.0 + 34.3 = 92.3\ t$$

地震時支圧計算

くいに作用する外力は次のごとくである

くいは +1.0m の位置で固定されているものとして計算する。





$M = 4.0 \times 1.77 + 8.1 \times 1.19 + 7.1 \times 0.79$

$= 7.08 + 9.64 + 5.61$

$= 22.3$ t·m

$H = 4.0 + 8.1 + 7.1 = 19.2$ t

$M_0 = 22.3 + 19.2 \times 2.37 = 67.8$ t·m　　$H_0 = 19.2$ t

$M_{max}(x_1)$ の生ずる点

$$x_1 = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta \frac{M_0}{H_0}} \cdot \frac{1}{0.21} \tan^{-1} \frac{1}{1 + 2 \times 0.21 \times \frac{67.8}{19.2}}$$

$= 4.76 \tan^{-1} 0.903 = 4.76 \times 0.726 = 2.03$ m

$$M_{max} = e^{-\beta x} \left[\left(\frac{H_0}{\beta} + M_0 \right) \sin \beta x + M_0 \cos \beta x \right]$$

$$= e^{-0.726} \left[\left(\frac{19.2}{0.21} + 67.8 \right) \sin 0.726 + 67.8 \times \cos 0.726 \right]$$

$= 0.653 \,(91.4 + 67.8) \times 0.713 + 67.8 \times 0.711)$

$= 0.653 \times (65.7 + 61.7) = 83.2$ t·m

杭頭変位

$x=0$ 点において

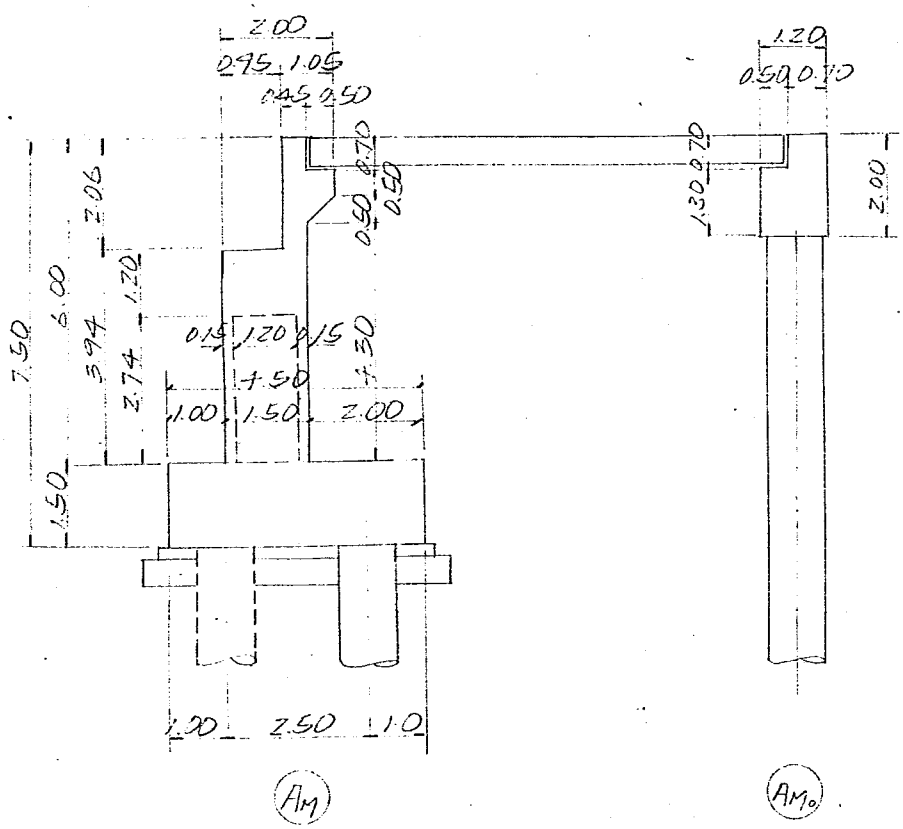
$$y=\frac{1}{2EI\beta^2}\left(\frac{H_0}{\beta}+M_0\right)$$

$$=\frac{1}{2\times 21\times 13.0M\times 10^6\times 0.21^2}\left(\frac{19.2}{0.21}+67.8\right)$$

$$=0.0000717\times 158.2=0.066=6.6\%$$

4. 下部構造 - 2. (Am)

4-1 一般構造寸法



4.2. 鉛直力、水平力に対する安定

4-2-1 安定計算

自重 および重心

		W	x	y	Mx	My
1	0.45×2.06×20.0×2.5	= 46.4	2.225	6.47	103.2	300.2
2	0.5×0.5×20.0×2.5	= 12.5	1.75	6.55	21.9	81.9
3	1/2×0.5×0.5×20.0×2.5	= 6.3	1.833	5.13	11.5	32.6
4	1.5×3.94×16.0×2.5	= 236.4	2.75	3.47	650.1	820.3
5	−4×1.2×2.74×2.5×2.5	= −82.2	2.75	2.87	−226.1	−235.9
6	2×2.5×3.94×2.0×2.5	= 98.5	2.225	3.47	219.2	341.8
7	4.5×1.5×20.0×2.5	= 337.5	2.25	0.75	759.4	253.1
		655.4			1539.2	1600.0

$$x = \frac{M_x}{W} = 2.35^{m} \qquad y = \frac{M_y}{W} = 2.44^{m}$$

自重 $W = 655.4^{t}$
下向地震時鉛直力 $W_+ = 720.9^{t}$
上向 〃 $W_- = 589.9^{t}$
水平 〃 水平力 $H = 131.1^{t}$

浮力 (土被り無視 水位 +1.8m)

$$F = (4.5 \times 1.5 \times 20.0 + 1.5 \times 1.8 \times 16.0 + 0.45 \times 1.8 \times 2.0 \times 2) \times 1.03 = 186.9^{t}$$

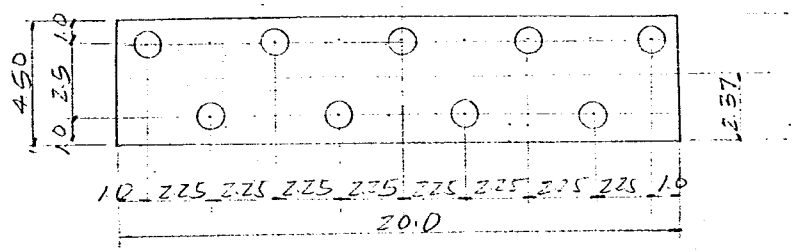
浮力考慮鉛直力

$W = 468.5^{t}$
$W_+ = 534.0^{t}$
$W_- = 403.0^{t}$

常時の安定計算

	W	x	Mx
RC床版 Rs	208.3	1.75	364.5
連続鋼桁 Rc	259.8	2.90	753.4
躯体	468.5	2.35	1101.0
	936.6		2218.9

$$\ell = \frac{M_{\mu}}{\Sigma W} = \frac{2218.9}{936.6} = 2.37^{m}$$



4.3. 基礎構造

ϕ 1.000 ベント杭.

橋軸方向.

$$e = \frac{1.0\times4 + 3.5\times5}{9} = 2.39^{m}$$

$$I = 1.39^2\times4 + 1.11^2\times5 = 13.89$$

橋軸直角方向.

$$I = 2\times2.25^2 + 2\times4.5^2 + 2\times6.75^2 + 2\times9.0^2 = 303.75$$

杭反力

$$M = 936.6\times(2.39 - 2.37) = 18.7^{tm}$$

$$\sigma_V = \frac{N}{n} \pm \frac{M}{I}y = \frac{936.6}{9} + \frac{18.7}{13.89}\times1.39 = 104.1 + 1.9 = 106.0^{t/m^2}$$

〃 − 〃 × 1.11 = 104.1 − 1.5 = 102.6 t/m²

地震時の安定計算(1方向)

橋軸方向

	W	H	x	y	Mx	My
Rs	110.3	24.5	1.75	6.80	193.0	166.6
Rc	160.2	8.9	2.90	5.44	464.6	48.4
躯体	403.0	131.1	2.35	2.44	947.1	319.9
	673.5	164.5			1604.7	534.9

$\lambda = 1.69^{m}$

$M = 673.5 \times (2.37 - 1.59) = 538.8^{t\cdot m}$

$q_{1r} = \frac{N}{n} \pm \frac{M}{I} y = \frac{673.5}{9} + \frac{538.8}{13.89} \times 1.39 = 74.8 + 53.9 = 128.7^{t/m^2}$

$\quad\quad\quad

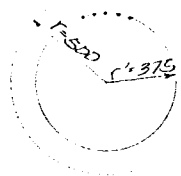
4.4. 現場打コンクリート杭の応力検算

$A_s = 20 - 0.32 = 158.8\ cm^2$

$p = 0.0202$

$r'/r = 0.75$

$\beta = 2.10 \times 10^{-3}/cm$



杭頭拘束モーメント M_0

$$M_0 = H \cdot \frac{1+\beta L}{\beta} = 3.631 \cdot H \quad (t\cdot m)$$

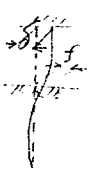
杭鉄筋最大応力度

	A_W	P_1	P_5	$N_{\lambda 1}$
V: 杭軸方向力	7.7 t	21.3 t	26.3 t	31.7 t
H: 杭軸直角方向力	21.4	19.9 t	16.4 t	15.3 t
$M_0 = 3.631H$	77.7	72.26	59.55	55.45
$\sigma_r = M_0/N_r$	3.31	6.78	4.53	4.19
K	0.900	0.744	0.800	0.765
C	0.475	0.103	0.248	0.190
$\sigma_c = N/C1^2$	376	82.7	42.9	84.5
$\sigma = \sigma_c(1-K+\eta)$	561	1411	755	1633

杭の変位

杭頭変位 $\delta = \frac{(1+\beta L)^3 + 2}{12EI\beta^3} H = 0.0484H$ (cm)

地表 $f = \frac{H(1+\beta h)}{4EI\beta^3} = 0.0399H$ (cm)



$\delta = 0.0484H$	1.04 cm	0.96 cm	0.79 cm	0.89 cm
$f = 0.0399H$	0.85 "	0.79 "	0.65 "	0.73 "

鋼管杭応力度検算

$\phi 812.8,\ t = 12.7$

$$N/\sigma = \frac{1}{2/3}Ql \quad H = \frac{1}{2} \frac{0.235 \times 2.5}{0.235} \quad H = 3.399H$$

$N = 140.7^t$	$N = -53.8^t$
$H = 14.4^t$	$H = 16.7^t$
$M = 3.399 \times 14.4 = 48.95^{tm}$	$M = 3.399 \times 16.7 = 56.76^{tm}$

$$\sigma_s = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \qquad \begin{cases} A = 319.2\ cm^2 \\ W = 6290\ cm^3 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{140700}{319.2} \pm \frac{4895000}{6290} \qquad \sigma_s = -\frac{53800}{319.2} \pm \frac{5676000}{6290}$$

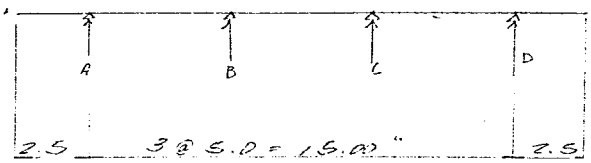
$$= 440.8 \pm 778.2 \qquad = -168.5 \pm 902.4$$

$$= \begin{cases} 1219.0\ kg/cm^2 \\ -337.4\ " \end{cases} \qquad = \begin{cases} 733.9 \\ -1070.9 \end{cases} \ kg/cm^2 \ "$$

$$\delta = 0.0716H = 0.0716 \times 16.7 = 1.20\ cm$$

$$f = 0.0568H = 0.0568 \times 16.7 = 0.95\ "$$

4.5 枕梁の計算 (Awo)



死荷重

等分布荷重 $\omega = 5.33 + 6.35 = 11.68\ t/m$

$M_A = M_D$, $M_B = M_C$

$M_A + 4M_B + M_C = \frac{6EI}{\ell}(i_{BA} - i_{BC})$

$\therefore M_A + 5M_B = \frac{6EI}{\ell}(i_{BA} - i_{BC})$

$M_A = -\frac{1}{2}\omega\ell^2 = -\frac{1}{2} \times 11.68 \times 2.5^2 = -36.5\ tm$

$i_{BA} = -\frac{8\ell^3}{24EI}$ $\quad i_{BC} = \frac{8\ell^3}{24EI}$

$M_A - 5M_B = \frac{6EI}{\ell} \times \frac{-2 \cdot 8\ell^3}{24EI} = -\frac{8\ell^2}{2}$

$M_B = -\frac{8\ell^2}{10} - \frac{M_A}{5} = -\frac{11.68 \times 5.0^2}{10} - \frac{36.5}{5}$

$= -42.0 - 7.3 = -49.3\ tm$

反力

$R_A = R_{AC} + R_{AB} - (M_A - M_B)/\ell = 11.68 \times 5.0 - (-36.5 + 49.3)/5.0$
$= 55.84\ t$

$R_B = 11.68 \times 5.0 + (-36.5 + 49.3)/5.0 = 60.96\ t$

任意点の曲げモーメント

第1スパン

$$M_{x_1} = M_{x_0} + M_A\left\{1 - \frac{x_1}{\ell}\right\} + M_B\left(\frac{x_1}{\ell}\right)$$

$$= \frac{g\ell^2}{2}\left\{\left(\frac{x_1}{\ell}\right) - \left(\frac{x_1}{\ell}\right)^2\right\} - 36.5\left(1 - \frac{x_1}{\ell}\right) - 49.3\left(\frac{x_1}{\ell}\right)$$

$$= 146.0\left\{\left(\frac{x_1}{\ell}\right) - \left(\frac{x_1}{\ell}\right)^2\right\} - 36.5\left(1 - \frac{x_1}{\ell}\right) - 49.3\left(\frac{x_1}{\ell}\right)$$

$$= -146.0\frac{x_1^2}{\ell^2} + 133.2\left(\frac{x_1}{\ell}\right) - 36.5$$

$$= -5.84x_1^2 + 26.64x_1 - 36.5$$

第2スパン

$$M_{x_2} = M_{x_0} + M_B\left\{1 - \frac{x_2}{\ell}\right\} + M_C\frac{x_2}{\ell}$$

$$= M_{x_0} + M_B$$

$$= -5.84x_2^2 + 29.20x_2 - 49.3$$

剪断力

$$Q_{x_1} = -11.68x_2 + 26.64$$

$$Q_{x_2} = -11.68x_2 + 29.20$$

$Q=0$ の点

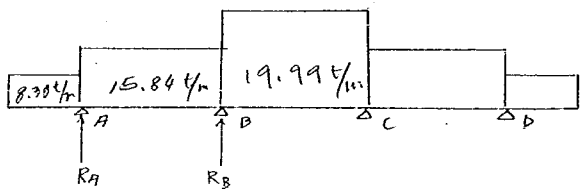
$x_1 = 2.289$ m

$x_2 = 2.50$ m

最大曲げモーメント

$M_1 = -6.12$ t·m

$M_2 = -12.80$ t·m



$$M_A = -\frac{1}{2} \times 8.38 \times 2.5^2 = -26.19\ t\cdot m$$

$$M_B = -8.38 \times 2.5 \times 6.25 - 15.84 \times \frac{5^2}{2} + 57.9 \times 5 = -39.44\ t\cdot m$$

A～B

$$M_{AB} = -8.38 \times 2.5 \times 3.35 - 15.84 \times \frac{2.5^2}{2} + 57.9 \times 2.5 = 26.07\ t\cdot m$$

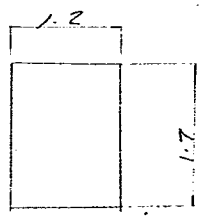
B～C

$$M_{BC} = -8.38 \times 2.5 \times 8.75 - 15.84 \times 5^2 - 19.99 \times \frac{2.5^2}{2} + 57.9 \times 7.5 + 92.3 \times 2.5 = 23.22\ t\cdot m$$

依って設計曲げモーメントとしては

$M = -40\ t\cdot m$ 及 $25\ t\cdot m$

とする



上側鉄筋

$A_s = 9-D16 = 17.87\ cm^2$

$$p = \frac{17.87}{120 \times 160} = 0.000931$$

$\frac{1}{L_c} = 13.8$, $\frac{1}{L_s} = 1130$

$$\sigma_c = \frac{M}{bd^2}\left[\frac{1}{L_c}\right] = 18.0\ kg/cm^2$$

$$\sigma_s = 〃 \left[\frac{1}{L_s}\right] = 1470\ kg/cm^2$$

下側鉄筋 $A_s = 5-D16 = 9.93\ cm^2$

$$p = \frac{9.93}{120 \times 160} = 0.000517$$

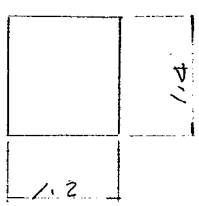
$\frac{1}{L_c} = 17.9$ $\frac{1}{L_s} = 1990$

$\sigma_c = 14.6\ kg/cm^2$

$\sigma_s = 1620\ kg/cm^2$

A_{M0}

A_{M0} についても同様の曲げモーメントを用いるものとすると



上側鉄筋

$A_s = 11-D16 = 21.85\ cm^2$

$$p = \frac{21.85}{130 \times 120} = 0.0014$$

$\frac{1}{L_c} = 11.4$ $\frac{1}{L_s} = 750$

$\sigma_c = 22.5\ kg/cm^2$

$\sigma_s = 1480$ 〃

下側鉄筋

$A_s = 6-D16 = 11.92$ $p = 0.00076$

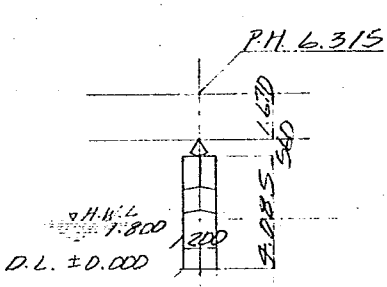
$\frac{1}{L_c} = 14.9$ $\frac{1}{L_s} = 1360$

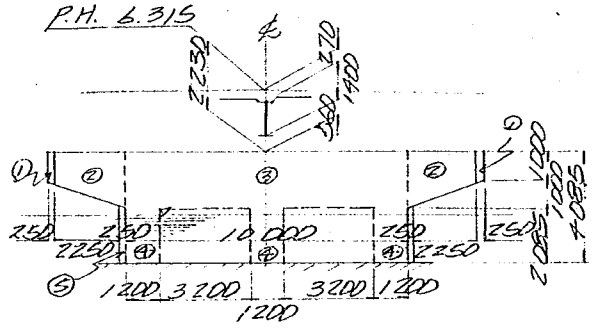
$\sigma_c = 18.4\ kg/cm^2$

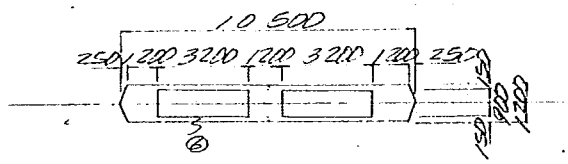
$\sigma_s = 1677\ kg/cm^2$

5. 下部構造 -3 (P1)

可動橋脚の設計







躯体自重の算定

①	1.2×0.25×1.05×2.5	=	0.79 t
②	2.25×(1.0+2.0)×1.2×2.5	=	20.25
③	1.2×10.0×2.0×2.5	=	60.00
④	1.2×1.2×2.5×3×2.085	=	22.52
⑤	1.2×0.25×2.135×2.5	=	1.60
⑥	0.15×3.2×2.085×2.5×4	=	10.01
			115.17 t

浮力の算定

海水の単位重量を $\gamma' = 1.03\,t/m^3$ とする。浮力 P は

$P = 10.25 \times 1.2 \times 1.8 \times 1.03 = 22.80\,t$

5.1. 鉛直力、水平力に対する安定

$R_d = 509^t$

$R_{KH} = 509 \times 0.05 = 25.45^t$ (橋軸方向)
$509 \times 0.2 = 101.80^{"}$ (〃 直角方向)

$R_{KV} = 509 \times 1.1 = 559.90^t$
$0.9 = 458.10^t$

地震時 - K_V 時の検討.

壁下端に於ける曲げモーメント.

		H	y	M
①	0.79×0.7 =	0.16	3.560	0.57
②	20.25× 〃 =	4.05	3.307	13.39
③	60.00× 〃 =	12.00	3.085	37.02
④	22.52× 〃 =	4.50	1.043	4.69
⑤	1.60× 〃 =	0.32	1.068	0.34
⑥	10.01× 〃 =	2.00	1.043	2.09
上部工		25.45	4.645	118.23
		(101.80)	(6.045)	(615.38)
		48.48		174.33
		(124.83)		(673.48)

( )内は橋軸直角方向

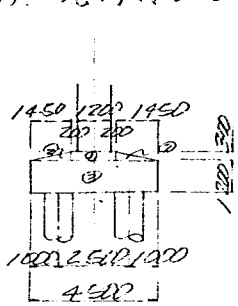
軸力N.

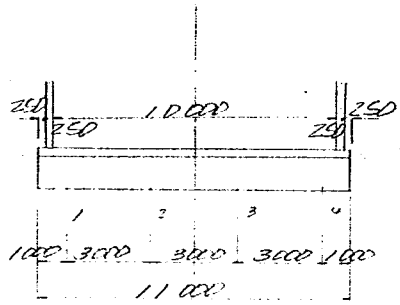
$N\text{-}K_V = 115.17 \times 0.9 - 22.80 + 458.10$

$= 103.65 - 22.80 + 458.10 = 538.95^t$

5.2. 基礎構造

1). 現場打コンクリート杭





フーチング重量

① $1.6 \times 0.3 \times 11.0 \times 2.5 = 13.20$
② $1.45 \times 0.3 \times 11.0 \times 2.5 = 11.96$
③ $4.5 \times 1.2 \times 11.0 \times 2.5 = 148.50$
$173.66\ t$

浮力

$P = 173.66 \times \frac{1.03}{2.5} = 71.55\ t$

フーチング下端に於ける回転モーメント M

橋軸方向

	H (t)	y (m)	M (t·m)
①	$13.20 \times 0.2 = 2.64$	1.350	3.56
②	$11.96 \times 0.2 = 2.39$	1.300	3.11
③	$148.50 \times 0.2 = 29.70$	0.600	17.82
フーチング上の部分	48.48	176.33/48.48+1.5	249.05
	(124.83)	(673.48/124.83+1.5)	(860.73)
	83.21		273.54 (1134.27)
	(169.56)		

( ) 内は橋軸直角方向

軸力 常時 $N = 115.17 + 779.00 - 22.80 + 173.66 - 71.55$
$= 973.48\ t$

地震時 $= (115.17 + 509.00 + 173.66) \times 0.9 - 22.80 - 71.55$
$= 623.70\ t$

常時杭反力

$$N = \frac{973.48}{8} = 121.7 \ t/本$$

地震時 K_V

橋軸方向

$$I = 8 \times 1.25^2 = 12.5 \ m^2$$

$$N = \frac{623.70}{8} \pm \frac{273.54}{12.5} \times 1.25 = 78.0 \pm 27.4 = \begin{cases} 105.4 \ t/本 \\ 50.6 \ 〃 \end{cases}$$

橋軸直角方向

$$I = 4 \times (1.5^2 + 4.5^2) = 90$$

$$N_1 = \frac{623.70}{8} + \frac{1134.27}{90} \times 4.5 = 134.7 \ t/本$$

$$N_2 = 〃 + 〃 \times 1.5 = 96.9 \ 〃$$

$$N_3 = 〃 - 〃 \times 〃 = 59.1 \ 〃$$

$$N_4 = 〃 - 〃 \times 4.5 = 21.3 \ 〃$$

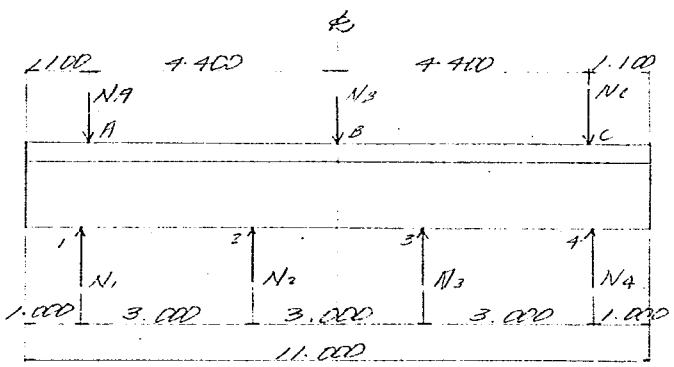
杭一本当水平反力

橋軸方向　$H = 83.21/8 = 10.4 \ t/本$

橋軸直角方向　$H = 159.56/8 = 19.9 \ t/本$

橋軸直角方向フーチング・応力検算
(中空 橋脚について)

P1 可動橋脚について



1. 断面力算定

i) 常時

$N_A = N_B = N_C = (115.17 - 22.8 + 779.00)/3 = 871.37/3 = 290.46^t$

$N_1 = N_2 = N_3 = N_4 = 2 \times 121.7 = 243.4^t$

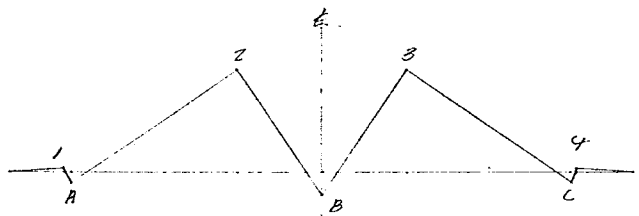
等分布荷重 $w = (173.66 - 71.55)/11 = 102.11/11 = 9.28^{t/m}$

$M_1 = -\frac{1}{2} \times 9.28 \times 1.0^2 = -4.64^{t\cdot m}$

$M_A = -\frac{1}{2} \times 9.28 \times 1.1^2 + 243.4 \times 0.1 = 18.73^{t\cdot m}$

$M_2 = -\frac{1}{2} \times 9.28 \times 5.0^2 + 243.4 \times 3.0 - 290.46 \times 2.9 = -186.37^{t\cdot m}$

$M_B = -\frac{1}{2} \times 9.28 \times 5.5^2 + 243.4 \times (1.5 + 4.5) - 290.46 \times 4.4 = 42.02^{t\cdot m}$



活時モーメント図

上側鉄筋

$M = -186.37$ tmc

$b = 4.5$ m　　$d = 1.40$ m

$$\gamma_G = d\sqrt{\frac{\sigma_c b}{M}} = 1.40 \times \sqrt{\frac{1.8 \times 4.5}{186.37}} = 29.2$$

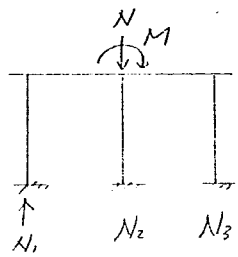
$\therefore p = 0.125\%$

必要鉄筋 $A_S = 0.125 \times 4.5 \times 140 = 78.9$ cm²

これより
$A_S = 23 - 022 = 89.03$ cm² に使用する。

5.3. 躯体

橋軸直角方向断面の決定



曲げモーメントは3本の柱が同等に抵抗するものとする

$M = 673.48/3 = 224.49$ t·m/本

柱の軸力は次の如くして求めるものとする

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M}{I} y = \frac{538.95}{3} \pm \frac{673.48}{2 \times 4.4^2} \times 4.4$$

$$= \begin{cases} 256.18\ \text{t} & (=N_3) \\ 179.65\ \text{〃} & (=N_2) \\ 103.12\ \text{〃} & (=N_1) \end{cases}$$

柱について計算する

$N = 103.12$ t

$M = 224.49$ t·m

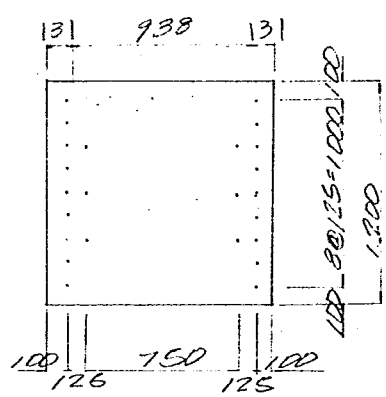
$$e = \frac{M}{N} = 2.177\ \text{m}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{2.177}{1.200} = 1.814$$

$$\frac{d'}{h} = \frac{0.131}{1.200} = 0.109$$

$A_s = 12 - D29 = 77.09\ \text{cm}^2$

$$p = \frac{77.09}{120 \times 120} = 0.00535$$



$K = 0.326$ $\quad C = 0.077$

$$\sigma_c = \frac{103\,120}{120 \times 120 \times 0.077} = 93.0 \ \text{kg/mm}^2$$

$$\sigma_s = 15 \times 93.0 \times \frac{1 - 0.326 - 0.109}{0.326} = 2418 \ \text{kg/mm}^2$$

橋軸方向断面設計

$N = 538.95/3 = 179.65^t$

$M = 176.33/3 = 58.44^t$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{58.44}{179.65} = 0.325^m$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.325}{1.200} = 0.271$$

$$d'/h = \frac{0.1}{1.2} = 0.083$$

$A_s = 3\text{-}D16 + 2\text{-}D29 = 18.81 \ \text{cm}^2$

$$p = \frac{18.81}{120 \times 120} = 0.00131$$

$K = 0.740$ $\quad C = 0.380$

$$\sigma_c = \frac{179.65}{120 \times 120 \times 0.380} = 32.8 \ \text{kg/mm}^2$$

$$\sigma_s = 15 \times 32.8 \times \frac{1 - 0.740 - 0.083}{0.740} = 118 \ \text{kg/mm}^2$$

柱2について　（橋軸直角方向断面設計）

$N = 179.65\ t$

$M = 224.49\ tm$

$e = \frac{M}{N} = 1.250^{m}$

$\frac{e}{h} = \frac{1.250}{1.200} = 1.041$

$\frac{d'}{h} = \frac{0.100}{1.200} = 0.083$

$A_s = 9-029 = 57.82\ cm^2$

$p = \frac{57.82}{120 \times 120} = 0.00401$

$k = 0.349$　　$c = 0.121$

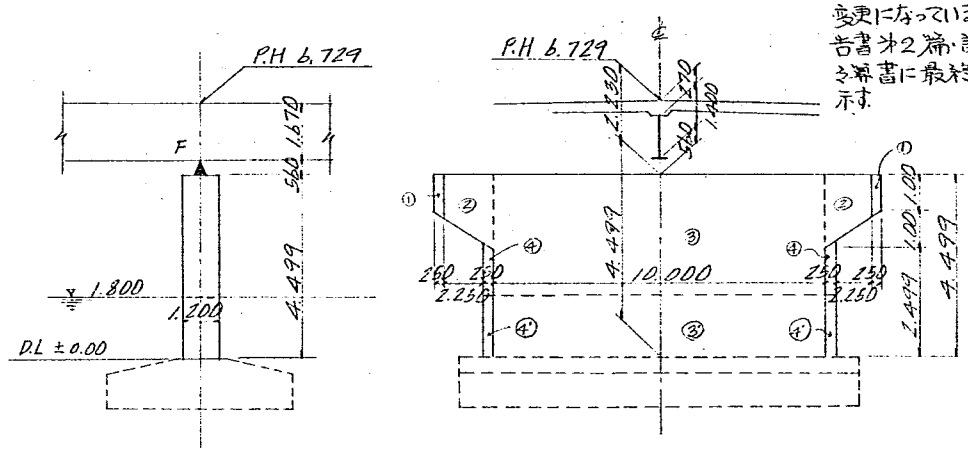
$\sigma_c = \frac{179650}{120 \times 120 \times 0.121} = 103.1\ kg/cm^2$

$\sigma_s = 15 \times 103.1 \times \frac{1-0.349-0.083}{0.349}$

$= 2.511\ kg/mm^2$

6. 下部構造 -4 (P3) 固定橋脚

注)
固定橋脚のくい配置は、くい本数を増加させたので変更になっている。報告書 No 2 編、設計参考書に最終案を示す。



6.1. 鉛直力、水平力に対する安定

躯体自重の算定

水位は満潮時を考えて水中部分の ③', ④' は浮力を考慮する。

鉄筋コンクリートの単位重量 $w = 2.5\ t/m^3$
海水の単位重量 $w = 1.03\ t/m^3$
水中部分の単位重 $w' = 2.5 - 1.03 = 1.47\ t/m^3$

躯体体積の計算

名称	体積 (m^3)	
①	$1/2 \times 1.20 \times 0.25 \times 1.05 \times 2$	$= 0.32$
②	$1/2 \times (1.10 + 2.00) \times 2.50 \times 1.20 \times 2$	$= 9.30$
③	$10.00 \times 2.699 \times 1.20$	$= 32.39$
④	$1/2 \times 1.20 \times 0.25 \times 0.749 \times 2$	$= 0.22$
③'	$10.00 \times 1.80 \times 1.20$	$= 21.60$
④'	$1/2 \times 1.20 \times 0.25 \times 1.80 \times 2$	$= 0.54$
合計		$64.37\ m^3$

躯体自重

名称	体積 (m^3)	施工時の場合 ($\gamma = 2.5\ t/m^3$)	浮力を考慮した場合 ($\gamma = 2.5$, $\gamma' = 1.47\ t/m^3$)
①	0.32	0.80	0.80
②	9.30	23.25	23.25
③	32.39	80.98	80.98
④	0.22	0.55	0.55
③'	21.60	54.00	31.75
④'	0.54	1.35	0.79
合計	64.37 m^3	160.93 t	138.12 t

地震時の検討

上部工反力　　$RH = 450^t$,　$RH' = 438 \times 0.2 = 87.6^t$

$$RV = 438 \times (1 \pm 0.1) = \begin{cases} 394.2^t \\ 421.8 \end{cases}$$

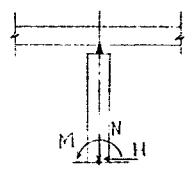
下部工反力　　$Rh = 160.93 \times 0.2 = 32.19^t$

$$Rv = 138.12 \pm (160.93 \times 0.1) = \begin{cases} 122.03 \\ 154.21 \end{cases}$$

曲げモーメントの計算

	橋軸方向			橋軸直角方向		
名称	H	y	M	H	y	M
上部工	450.0	5.059	2.276.55	87.60	5.059	443.17
①	0.16	3.974	0.64	0.16	3.974	0.64
②	4.65	3.721	17.30	4.65	3.721	17.30
③	16.20	3.150	51.03	16.20	3.150	51.03
④	0.11	2.524	0.28	0.11	2.524	0.28
③'	10.80	0.900	9.72	10.80	0.900	9.72
④'	0.27	0.900	0.24	0.27	0.900	0.24
合計	482.19		2.355.76	119.79		522.38

応力集計表



常時

		N (t)
上部工	死荷重	438
	活荷重	261
下部工	躯体	138.12
合計		837.12 (t)

地震時

	橋軸方向			橋軸直角方向		
	H	N	M	H	N	M
上部工	450	394.2	2.276.55	87.60	394.2	443.17
下部工	32.19	122.03	79.21	32.19	122.03	79.21
合計	482.19	516.23	2.355.76	119.79	516.23	522.38

注：上表で N = 516.23 (t) は −Kv であり +Kv のときは
N = 636.01 (t) となる。

6.2. 躯体

応力度計算

単位巾当りで計算する。

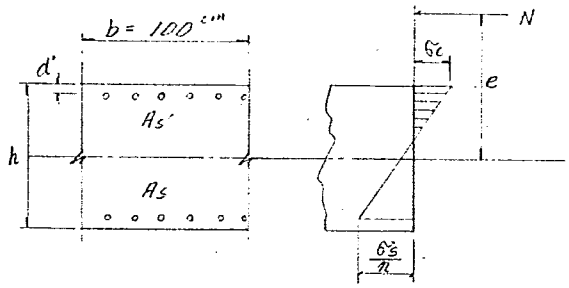
橋軸方向

$M = 2.355.76 \div 10 = 235.58\ t\cdot m$

$N = 516.23 \div 10 = 51.62\ t$

$e = \frac{M}{N} = \frac{235.58}{51.62} = 4.56\ m$

$\frac{e}{h} = \frac{4.56}{1.2} = 3.8$



$b = 100\ cm$

$h = 120\ cm$

$As = D25 - 12.5\ cm\ ピッチ\ 2段 = 5.067 \times 8 \times 2 = 81.07\ cm^2$

$p = \frac{As}{bh} = \frac{81.07}{100 \times 120} = 0.00676$

$\frac{d'}{h} = \frac{15}{120} = 0.125$

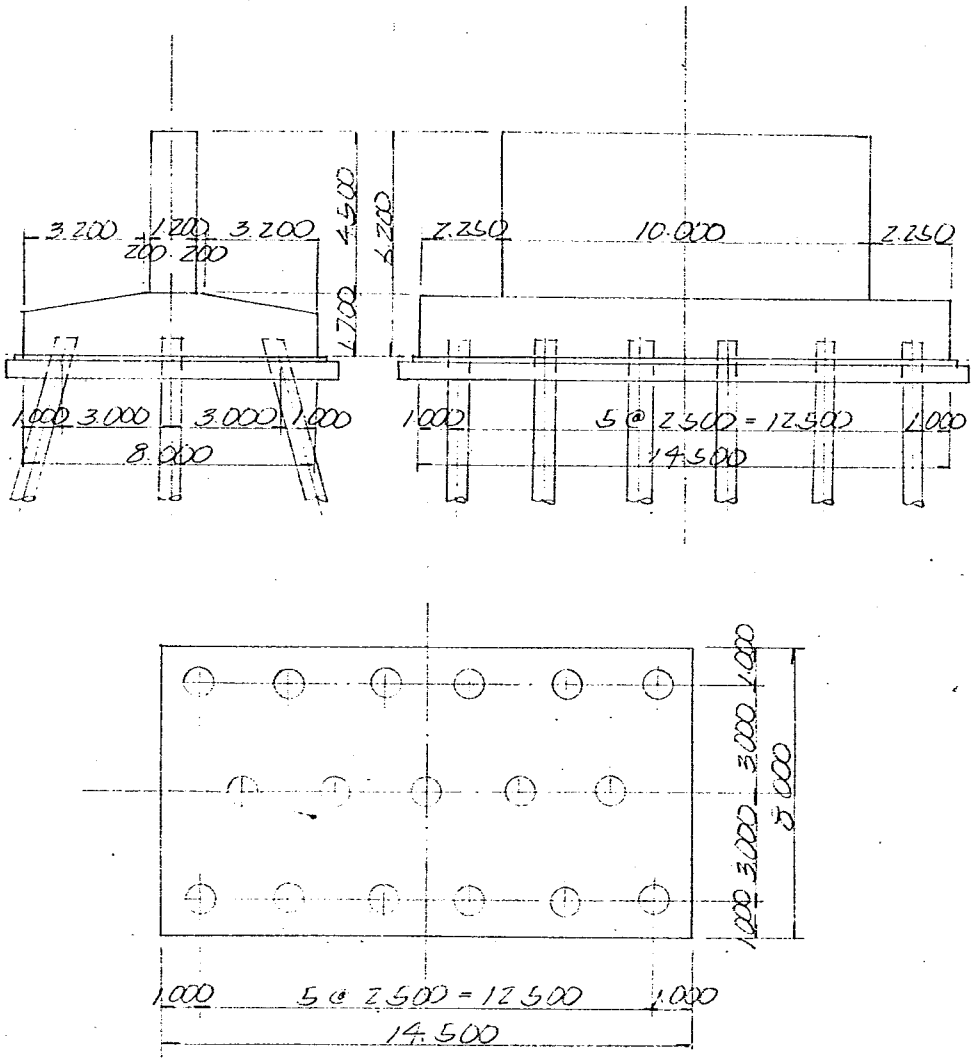
$K = 0.317 \qquad C = 0.043$

$\sigma_c = \frac{N}{bh(C)} = \frac{51.620}{100 \times 120 \times 0.043} = 100.0\ kg/cm^2 < 1.5\ \sigma_{ca}$ O.K

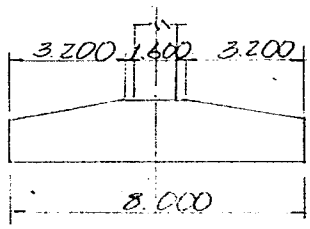
$\sigma_s = n\,\sigma_c\,\frac{1-K-\frac{d'}{h}}{K} = 15 \times 100.0 \times 1.76 = 2.640\ kg/cm^2 < 1.5\ \sigma_{sa}$ O.K

6.3 基礎構造

一般形状図



フーチング自重



$V = \frac{1.40+8.0}{2} \times 0.5 \times 14.5 = 34.1\ m^3$

$8.0 \times 14.5 \times 1.2 = 139.2$

$V = 173.3\ m^3$

$W = 173.3 \times 2.5 = 433.3\ t$

$W' = 173.3 \times (2.5 - 1.03) = 254.8\ t$

地震時

$H = 433.3 \times 0.2 = 86.7\ t$

$We = 254.8 \pm (433.3 \times 0.1) = \begin{cases} 298.1 \\ 211.5 \end{cases}\ t$

$M = 86.7 \times 0.7 = 60.7\ tm$

応力集計

		M	N	H
常時		—	1091.9	—
橋軸方向	+	3232.7	934.3	568.9
	−	〃	727.7	〃
直角方向	+	783.2	934.3	206.5
	−	〃	727.7	〃

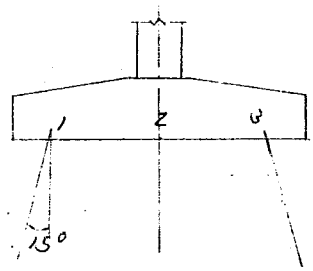
杭の応力計算

常時.

$$\frac{1091.9}{17} = 64^{t}$$

地震時.

バネ常数　軸方向　$K_V = 100\ ^{t}/_{cm}$
直角方向　$K_{HH} = 10\ ^{t}/_{cm}$



$$\Sigma (A_i X_i \alpha + A_i \delta_y + B_i \delta_x) = H$$

$$\Sigma (C_i X_i \alpha + C_i \delta_y + A_i \delta_x) = V$$

$$\Sigma (C_i X_i^2 \alpha + C_i Y_i \delta_y + A_i x_i \delta_i) = M$$

$$A_i = (-K_{HH} + K_V) \cos\theta_i \sin\theta_i$$

$$B_i = K_{HH} \cos^2\theta_i + K_V \sin^2\theta_i$$

$$C_i = K_{HH} \sin^2\theta_i + K_V \cos^2\theta_i$$

$\cos\theta_1 = \cos\theta_3 = 0.966$　　$\cos\theta_2 = 1.0$

$\sin\theta_1 = 0.259$　　$\sin\theta_2 = 0$　　$\sin\theta_3 = -0.259$

$A_1 = (-10 + 100) \times 0.966 \times 0.259 = 22.5$

$A_3 = (-10 + 100) \times 0.966 \times (-0.259) = -22.5$

$B_1 = B_3 = 10 \times 0.966^2 + 100 \times 0.259^2 = 16.04$

$B_2 = 10 \times 1.0^2 = 10$

$C_1 = C_3 = 10 \times 0.259^2 + 100 \times 0.966^2 = 93.99$

$C_2 = 100 \times 1.0^2 = 100$

$\Sigma A_i X_i = (6 \times 22.5 \times 300) \times 2 = 8.1 \times 10^4$

$\Sigma B_i = (6 \times 16.04) \times 2 + 5 \times 10 = 242.48$

$\Sigma C_i = 6 \times 93.99 \times 2 + 5 \times 100 = 1627.88$

$\Sigma C_i Y_i = 6 \times 93.99 \times 300 + 5 \times 100 \times 0 + 6 \times 93.99 \times (-300) = 0$

$\Sigma C_i X_i^2 = 6 \times 93.99 \times 300^2 \times 2 = 10150.92 \times 10^4$

$8.1 \times 10^4 \alpha + 242.48 \delta_x = 568.9$

$1627.88 \delta_y = 727.7$

$10150.92 \times 10^4 \alpha + 8.1 \times 10^4 \delta_x = 32.3270$

$\delta_y = 0.4470$ cm　　$\alpha = 17.90 \times 10^{-4}$　　$\delta_x = 1.7482$ cm

軸方向力

$P_{V1} = 100 (300 \times 0.00179 \times 0.966 + 0.447 \times 0.966 + 1.7482 \times 0.259) = 140.1$ t

$P_{V3} = 100 (-300 \times 0.00179 \times 0.966 + 0.447 \times 0.966 - 1.7482 \times 0.259) = -53.8$ t

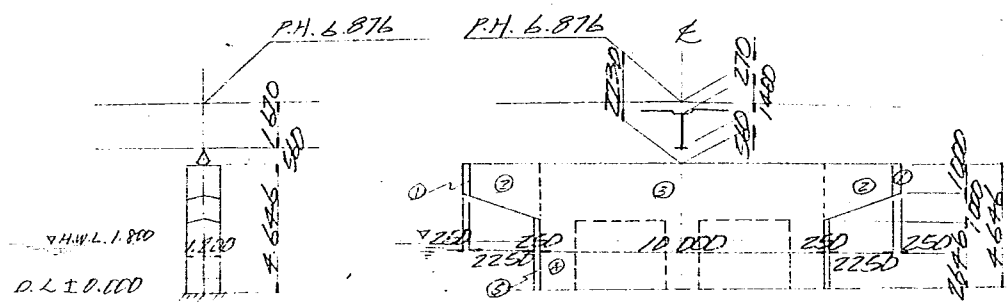
水平力

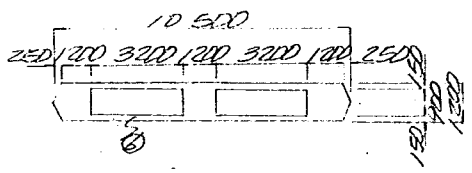
$P_{H1} = 10 (-300 \times 0.00179 \times 0.259 - 0.447 \times 0.259 + 1.7482 \times 0.966) = 14.4$ t

$P_{H3} = 10 (-300 \times 0.00179 \times 0.259 + 0.447 \times 0.259 + 1.7482 \times 0.966) = 16.7$ t

35

7. 下部構造 -5 (P5)





躯体自重の算定

①	1.2×0.25×1.05×2.5	=	0.79 t
②	2.25×(1.0+2.0)×1.2×2.5	=	20.25
③	1.2×10.0×2.0×2.5	=	60.00
④	1.2×1.2×2.646×2.5×3	=	28.58
⑤	1.2×0.25×2.646×2.5	=	2.02
⑥	0.15×3.2×2.646×2.5×4	=	12.70
			124.34 t

浮力の算定

海水の単位重量を $w = 1.03\ t/m^3$ とすると 浮力 P は

$P = 10.25 \times 1.2 \times 1.8 \times 1.03 = 22.80\ t$

7.1 鉛直力、水平力に対する安定

上部工反力

$R_d = 356\,t$

$R_{Hx} = 356 \times \begin{cases} 0.05 = 17.80\,t & (\text{橋軸方向}) \\ 0.20 = 71.20\,t & (\text{橋軸直角方向}) \end{cases}$

$R_{Hv} = 356 \times \begin{cases} 1.1 = 391.60\,t \\ 0.9 = 320.40\,t \end{cases}$

地震時ー降時、検討

壁下端に於ける曲げモーメント

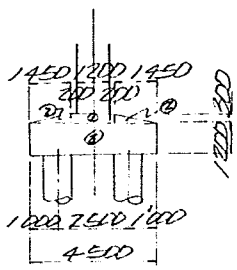
		x	y	M
①	0.79×0.2 =	0.16	4.121	0.66
②	20.25〃 =	4.05	3.868	15.67
③	60.00〃 =	12.00	3.646	43.75
④	28.58〃 =	5.72	1.323	7.57
⑤	2.02〃 =	0.40	1.348	0.54
⑥	12.70〃 =	2.54	1.323	3.36
上部工		17.80	5.206	92.67
		(71.20)	(6.606)	(470.35)
		42.67		164.22
		(96.07)		(541.90)

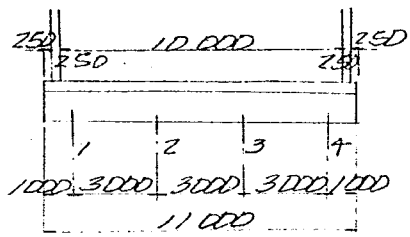
( )内は橋軸直角方向

軸力 $N = 124.34 \times 0.9 + 320.40 - 22.80$

$= 409.51\,t$

7.2. 基礎構造





フーチング重量

① 1.6 × 0.3 × 11.0 × 2.5 = 13.20

② 1.45 × 0.3 × 11.0 × 2.5 = 11.96

③ 4.5 × 1.2 × 11.0 × 2.5 = 148.50

173.66 t

浮力 P = 173.66 × 1.03 / 2.5 = 71.55 t

フーチング下端に於ける回転モーメント

橋軸方向

	H	y	M
①	13.20 × 0.2 = 2.64 t	1.350 m	3.56 t·m
②	11.96 × 〃 = 2.39	1.300	3.11
③	148.50 × 〃 = 29.70	0.600	17.82
フーチング上端部分	42.67	164.22 / 42.67 + 1.5	228.22
	(96.07)	(541.90 / 96.07 + 1.5)	(686.01)
	77.40		262.71
	(130.80)		(710.50)

軸力 常時 N = 124.34 + 577.0 + 173.66 − 22.80 − 71.55 = 780.65 t

地震時 N-Kv = (124.34 + 356.0 + 173.66) × 0.9 − 22.80 − 71.55 = 494.25 t

支反力の計算

常時

$N = \frac{780.25}{8} = 97.6$ t/本

地震時 - Ku

橋軸方向

$I = 8 \times 1.25^2 = 12.5$ m²

$N = \frac{474.25}{8} \pm \frac{252.71}{12.5} = 61.8 \pm 25.3 = \begin{cases} 87.1 \text{ t/本} \\ 36.5 \text{ 〃} \end{cases}$

橋軸直角方向

$I = 4 \times (1.5^2 + 4.5^2) = 90$ m²

$N_1 = \frac{474.25}{8} + \frac{710.50}{90} \times 4.5 = 97.3$ t/本

$N_2 =$ 〃 + 〃 × 1.5 = 73.6 〃

$N_3 =$ 〃 − 〃 × 〃 = 50.0 〃

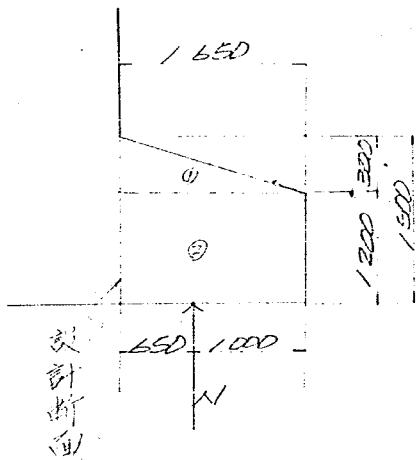
$N_4 =$ 〃 − 〃 × 4.5 = 26.3 〃

橋一本当水平力

橋軸方向　$H = 77.40 \times \frac{1}{8} = 9.7$ t/本

橋軸直角方向　$H = 130.80 \times \frac{1}{8} = 16.4$ 〃

P1, P5 橋脚フーチングの設計



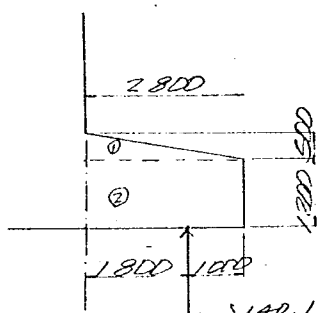
設計断面に於けるフーチング各処自重モーメント

	W	x	Mv = W·x
①	$\frac{1}{2}\times0.3\times1.65\times2.5 = 0.62^t$	0.550	0.34 t·m
②	$1.2\times1.65\times2.5 = 4.95$	0.825	4.08
	5.57 t		4.42 t·m

地震時 - Kv時.

	P1	P5
自重 0.9W (t)	-5.01	-5.01
杭反力 N/3 (t)	35.13	29.03
計 S (t)	30.12	24.02
0.9Mx (tm)	-3.98	-3.98
0.65N/3 (tm)	22.84	18.85
計 M (tm)	18.86	14.87
d (cm)	140	140
As (cm²)	D16×20本 = 9.93	D16×20本 = 9.93
p	0.00071	0.00071
j	0.955	0.955
m	97.0	97.0
σs = M/Asjd (kg/m²)	1421	1120
σc = σs/m (kg/cm²)	14.7	11.5

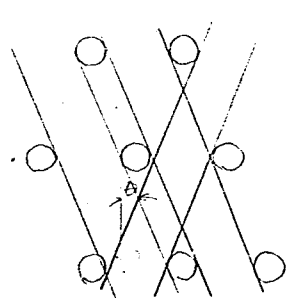
P3 橋脚フーチングの設計



	W	x	M_x
① $\frac{1}{2}\times2.8\times0.5\times2.5$	= 1.75	0.933	1.63
② $2.8\times1.2\times2.5$	= 8.40	1.400	11.76
	10.15 t		15.39 t

$$N = \begin{Bmatrix} 140.1 \\ -53.8 \end{Bmatrix} \cos 15° = \begin{Bmatrix} 135.3\,t \\ -62.0\,t \end{Bmatrix}$$

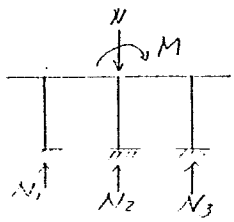
	下側鉄筋	上側鉄筋
$0.9W\times b(2.5^m)$	−22.84	−22.84
N	135.30	−52.05
計 S	112.46	−74.89
$0.9M_x\times2.5$	−30.13	−30.13
$1.8\times N$	243.54	−93.69
計 M	213.41	−123.82
d	160 cm	160 cm
A_s	$\cos\theta(22-D19)=58.18$	$D19\times15^{m}\,cl=33.10\ cm^2$
p	0.00145	0.00083
j	0.937	0.952
n	64.8	90
$\sigma_s = M/A_s j d$	2447 kg/cm²	2460 kg/cm²
$\sigma_c = \sigma_s/n$	37.8 〃	27.3 〃
$\tau = S/bjd$	3.00 〃	1.97 〃



$\cos\theta = 0.923$

7.3. 躯 体

橋軸直角方向断面の決定



$N_1 = \frac{407.51}{3} - \frac{541.90}{2 \times 4.4} = 136.50 - 61.58 = 74.92^t$

$N_2 = \frac{407.51}{3} = 136.50$

$N_3 = \frac{407.51}{3} + \frac{541.90}{2 \times 4.4} = 136.50 + 61.58 = 198.08^t$

$M = \frac{541.90}{3} = 180.63^{t\,m}$

断程について

$M = 180.63^{t\,m}$
$N = 74.92^t$

$e = \frac{M}{N} = 2.411^m$

$\frac{e}{h} = \frac{2.411}{1.2} = 2.009 \qquad \frac{d'}{h} = 0.083$

$A_s = 7 - 029 = 57.82^{cm^2}$

$p = \frac{57.82}{120 \times 120} = 0.004\,01$

$K = 0.295 \qquad C = 0.064$

Ps

$$\sigma_c = \frac{74920}{120\times120\times0.64} = 81.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15\times81.3\times\frac{1-0.295-0.083}{0.295} = 2571 \text{ kg/cm}^2$$

中間柱について

$N = 136.50^t$
$M = 180.63^{tm}$

$$e = \frac{180.63}{136.50} = 1.323^m$$

$$\frac{e}{h} = \frac{1.323}{1.2} = 1.103$$

$$\frac{d'}{h} = \frac{0.1}{1.2} = 0.083$$

$$A_s = 9-025 = 45.60 \text{ cm}^2$$

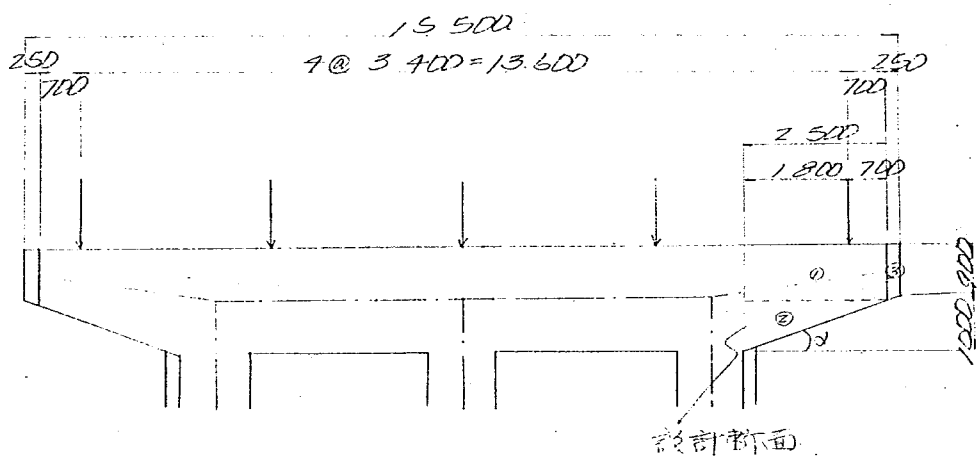
$$p = \frac{45.60}{120\times120} = 0.00317$$

$K = 0.319$ $C = 0.102$

$$\sigma_c = \frac{136500}{120\times120\times0.102^2} = 92.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15\times92.9\times\frac{1-0.319-0.083}{0.319} = 2612 \text{ kg/cm}^2$$

梁，設計.



片持部の設計.

		W	X	M/x = W·X
①	2.5×1.0×1.2×2.5	= 7.50	1.250	9.38
②	½×2.5×0.9×1.2×2.5	= 3.38	0.833	2.82
③	½×0.25×1.2×0.95×2.5	= 0.36	2.625	0.95
		11.24 t		13.15 t·m

	P_1, P_4	P_2, P_3	P_5
上部工反力 ΣR	181	163	133
張出部自重 W	13.15	13.15	13.15
計 S	194.15 t	176.15 t	146.15 t
$(\Sigma R) \times 1.8$	349.47	293.40	239.40
M_α	13.15	13.15	13.15
計 M	362.52 t·m	306.55 t·m	252.55 t·m
有効高さ d	175 cm	175 cm	175 cm
巾 b	120 "	120 "	120 "
A_s (cm^2)	22-D29 = 141.33	22-D25 = 111.47	18-D25 = 91.21
p	0.00673	0.00531	0.00434
j	0.880	0.891	0.900
m	26.7	30.9	34.8
$\sigma_s = M/A_s j d$	1666 kg/cm²	1764 kg/cm²	1758 kg/cm²
$\sigma_c = \sigma_s/m$	62.4 "	57.1 "	50.5 "
$\tau = \frac{1}{b_0 j d}\left\{S - \frac{M}{d} \times \tan\alpha\right\}$	6.45 kg/cm²	6.03 kg/cm²	4.97 kg/cm²

8. くいの打込時の検討

打撃応力の算定.

打撃応力の算定には打撃エネルギーの平衡による方法と、衝撃波動方程式による方法とがあり、後者のほうが一般に実状に近い値を与えるものとされているので、ここでは後者の方法による。（鋼杭の設計と施工. 横山幸雄著）

$$\sigma_P = \frac{0.324\sqrt{H}}{\left(1+0.0778\frac{A_C}{A_H}\right)\left(1+12.86\frac{A_P}{A_C}\right)}$$

ここに σ_P ; 打撃応力

H ; ハンマーの落下高 (cm)

A_H A_C A_P ; ハンマー、クッションおよび杭の断面積

$A_C = 502.7\,cm^2$　　$A_H = 196.4\,cm^2$　　$A_P = 200.5\,cm^2$ (φ812.8 t=16)

$A_C/A_H = 2.56$　　$A_P/A_C = 0.204$

$$\therefore \sigma_P = \frac{0.324\sqrt{H}}{1.199\times 3.623}$$

今 $\sigma_P = 2000\,kg/cm^2$ とすると.

$$\sqrt{H} = \frac{2688}{0.324} = 26.810$$

$$\therefore H = 164\,cm$$

したがって、ハンマーの落下高を 1.60 以下におさえる場合には、杭頭に不測の応力を生ずることはない.

座屈について

管壁の厚さが径の 1/40以下に薄くなるまでは，鋼材の降伏点強度において管壁の座屈の発生することが知られる。実際の鋼管杭の ℓ_k/a の値は 1/120 ~ 1/40 ぐらいの間にあるから 鋼管杭の管壁の座屈現象は 打込応力または載荷応力が降伏点強度に達したときにおこるものとみなすことができる。すなわち，打込み応力度が降伏点をこさないようにすれば座屈に対して何等心配することはない。

杭頭部について

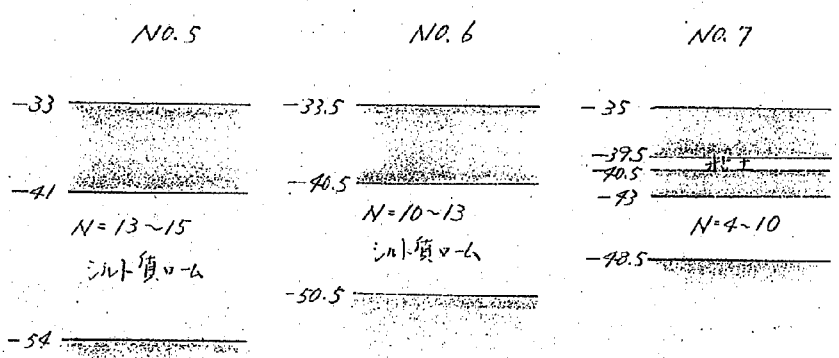
ハンマーの打撃応力が杭の全断面に対して平均 1,000 kg/cm² ~ 2,000 kg/cm² 程度のときには杭頭は切断面を平らに削り仕上げた程度で，特別の補強を必要としないと考えられているので，本橋の場合は，打撃応力を考慮することにより別に杭頭の補強は行わないことにした。

継手の設計

継手の位置は，施工条件，設計条件，地盤の成層条件などに関係する。本橋の場合，大きな横荷重を受け持たせるので，継手の位置は成る可く深い位置に設けるようにした。すなわち，くいの上方 12m を厚さ 16mm のままとし 12m の位置で継手を設けた。継手は全断面強度をもつものとし溶接継手である。したがって継手の強度計算は省略する。

9. 基礎地盤の不等沈下の計算

くいの支持層は −33.0 ～ −35.0 から存在する砂礫層としているが、ボーリングの結果によると、その支持層の厚さおよびそれに続く地層は下図のごとくである。



上図において影線をつけた部分は砂礫層であり、一応沈下はないものと見做し、圧密層は上図のシルト質ローム層とする。

圧密沈下量は次式によって算定する。

$$\Delta S = H \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0}$$

ここに　ΔS ; 圧密沈下量 (cm)
e_0 ; $e - \log P$ 曲線において有効土被り圧力 P に対する間隙比
e_1 ; $e - \log P$ 曲線において有効土被り圧力 P + 超過圧力 ΔP に対する間隙比

土の圧密試験は No. 6 において実施されているので、そのうちの採取深さ −47.8 ～ −48.35 における数値を用いる。

今、土の水中単位体積重量を $\gamma = 1.1\ t/m^3$（砂礫層）$\gamma' = 0.6\ t/m^3$（砂礫層を除く）とすれば、有効土被り圧力 P は

$$P = H_1\gamma - H_2\gamma' = 2.0 \times 1.1 + 33.5 \times 0.6 = 27.8\ t/m^2$$

超過圧力 q_t' は

$$q_t' = \frac{Q_t}{(B+\ell)(L+\ell)}$$

ここに、オ1案の橋脚反力 Q_t を用いると、荷重がもっとも大きい先に作用するとして　$Q_t = 974\ t$

$$q_t' = \frac{974}{(9+12.0)(2.5+12.0)} = 3.2\ t/m^2$$

したがって　$e - \log P$ 曲線より

e_0 = ($2.78\ kg/cm^2$ に対して) = 0.635

e_1 = ($0.32 + 2.78\ kg/cm^2$ に対して) = 0.630

$$\therefore \Delta S = H\frac{e_0 - e_1}{1+e_0} = 1000\ \frac{0.635-0.630}{1+0.635} = 1000\ \frac{0.005}{1.635}$$

$$= 3.06\ cm$$

上記はオ1案の P_1 における計算であるが P_2 について計算して見ると、$Q_t = 1092\ t$

$$q_t' = \frac{1092}{(12.5+12.0)(23.6+12.0)} = 1.25\ t/m^2$$

$e - \log P$ 曲線より

$e_0 = 0.635$

e_1 = ($0.13 + 2.78\ kg/cm^2$ に対して) = 0.633

$$\therefore \Delta S = 1000\ \frac{0.635-0.633}{1+0.635} = 1.2\ cm$$

上記の考察によると　A～B間の沈下の差は 2.1～2.4 cm となるが、これは上部工および下部工の躯体の重量をすべて杭先に作用させた場合であり　この荷重は杭の長さにおいて分散されているので、圧密沈下の量はもっと少なく、その沈下の差（不等沈下）も小さいものと推定できる。

次に圧密に要する時間を求めることにする。（小西式基礎の施工法 P12～P16 による）

$$S_t = \mu_t K m_v 2H$$

ここに　S_t ；時間 t における沈下量
μ_t ；時間 t における沈下量の全沈下量に対する割合（圧密度）
K ；外力
m_v ；体積変化率
$2H$ ；層厚

また　$t = \frac{1}{C_v} H^2 T$

ここに　t ；時間
C_v ；圧密係数　cm^2/sec
T ；時間係数

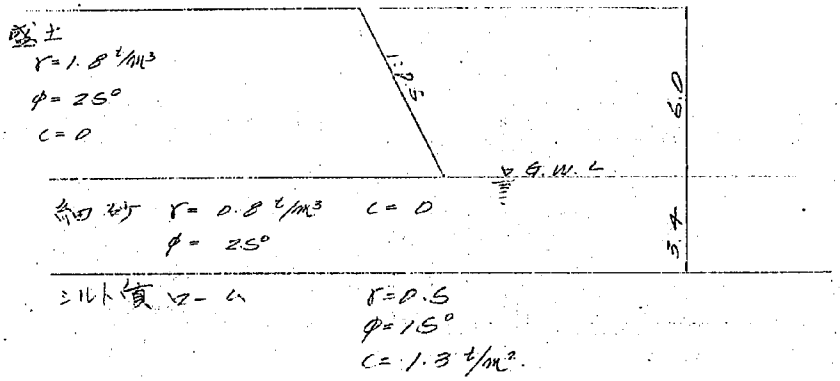
表により　$\mu = 99.7\%$ の時　$T = 2$ であるから　No.6 の土の試験結果より　$C_v = 1.29 \times 10^{-3}\ cm^2/sec$ から

$$t = \frac{1}{C_v} H^2 T = \frac{1}{1.29 \times 10^{-3}} \times 500^2 \times 2.0 = \frac{250}{1.29} \times 2 = 400\text{日}$$

これは両面排水で圧密応力が等分布する場合で　本橋に適合するものである。

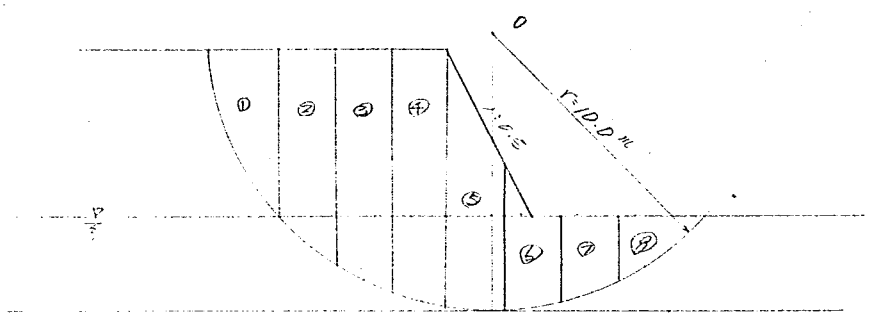
10. 基礎地盤のすべりに対する検討

A Type



上図に示す地質状態について、法面の安定を計算するものとする。

法先は完全に根固めされているものとする。この時法先を切る破壊は生じない。



	Wi (t)
① $\frac{1}{2}\times 2.5\times 6 + 10^2(0.65-0.61) = 11.5$ m²	20.7
② $2.0\times 6.0 + \frac{1}{2}\times 2.0\times 1.7 = 12.0 + 1.7$	23.0
③ $2.0\times 6 + 1.7\times 2 + \frac{1}{2}\times 2.0\times 1.1 = 12.0 + 4.5$	25.2
④ $2.0\times 6 + 2.8\times 2 + \frac{1}{2}\times 2.0\times 0.3 = 12 + 5.9$	26.3
⑤ $\frac{1}{2}\times 2.0\times 4.0 + 2\times 2 + 3.4\times 2.0 = 8.0 + 6.8$	19.8
⑥ $\frac{1}{2}\times 1.0\times 2.0 + 3.0\times 2.0 + \frac{1}{2}\times 0.4\times 2 = 1.0 + 6.4$	6.9
⑦ $2\times 2.4 + 0.8\times 2\times\frac{1}{2} = 5.6$	4.6
⑧ $5.0\times 2.4\times\frac{1}{2} + 10^2\times(0.35-0.34) = 4.6$	3.7

○点の回りの起動モーメント

$M_0 = (8.4\times 11.5 + 12\times 6.5 + 12\times 4.5 + 12\times 2.5 + 8.0\times 0.5 - 1.0\times 0.83)\times 1.8$

$= 471.2$ t/m

O点の周りの抵抗モーメントMrは

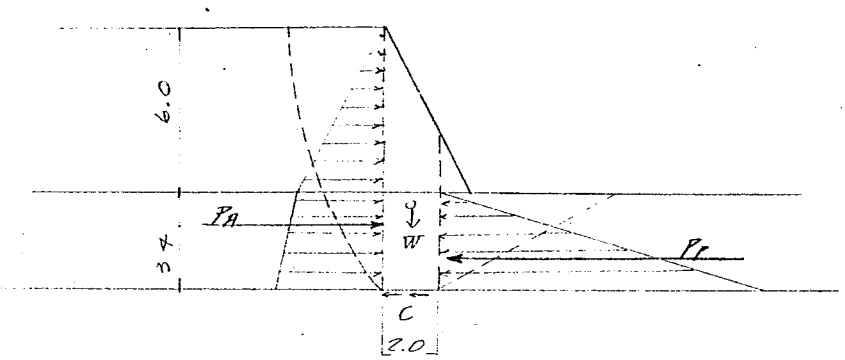
$$Mr = r \cdot \sum_{i=1}^{8} W_i \cos\alpha \tan\phi = 10\{20.7\times0.54 + 23.0\times0.78 + 25.2\times0.90 + 26.3\times0.97 + 19.8\times0.99 + 6.9\times0.98 + 7.5\times0.94 + 3.7\times0.84\} \times \tan 25^\circ$$

$$= 517.7 \text{ tm}$$

安全率 $Fs = \frac{517.7}{471.2} = 1.10$

B Type.

この場合下層に非常に軟かいシルト層があるから
次の方法に依っても計算して見る(Tergaghiに依る)



$W = \frac{1}{2}(6+2)\times 2\times 1.8 + 2\times 3.4\times 0.8 = 19.84^t$

受働土圧 P_p

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma h^2 = \frac{1}{2}\times \tan^2(45^\circ + \frac{25^\circ}{2})\times 0.8\times 3.4^2$$

$$= 11.39^t$$

主働土圧

$$P_A = \tan^2(45^\circ - \frac{25^\circ}{2})\times 1.8\times 6.0\times(\frac{1}{2}\times 6.0 + 3.4)$$

$$+ \frac{1}{2}\times\tan^2(45^\circ - \frac{25^\circ}{2})\times 0.8\times 3.4^2$$

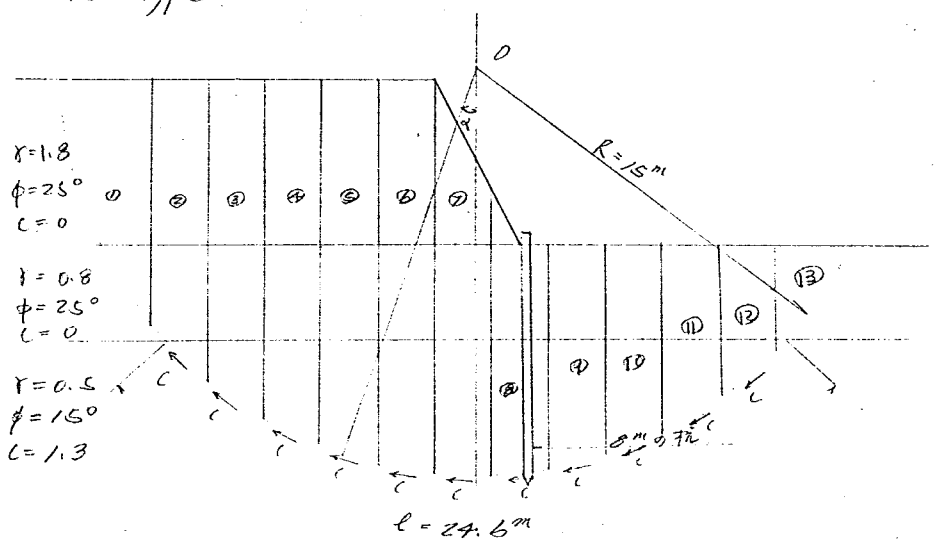
$$= 28.05 + 1.88 = 29.93^t$$

粘着力及び摩擦力による抵抗 P_f

$$P_f = C\cdot l + W\tan 15^\circ = 1.3\times 2.0 + 19.84\times\tan 15^\circ = 7.92^t$$

安全率 $f = \frac{P_A + P_f}{P_p} = \frac{11.39 + 7.92}{29.93} = 0.645$

.C Type



8mの杭で抵止めするものとすると，安定は次のとおりになる。

① $1.7\times6.0+1.5\times6.0\times\frac{1}{2}+15^2\times(0.427-0.414)+\frac{1}{2}\times1.7\times2.7=17.63+2.30$

② $2.0\times6.0+2.0\times3.8-0.7\times0.6\times\frac{1}{2}+\frac{1}{2}\times1.4\times1.3=12.0+6.59+0.91$

③ $2.0\times6.0+2.0\times3.4+\frac{1}{2}(1.3+2.7)\times2.0=12.0+6.80+4.0$

④ $2.0\times6.0+2.0\times3.4+\frac{1}{2}(2.7+3.7)\times2.0=12.0+6.80+6.4$

⑤ $2.0\times6.0+2.0\times3.4+\frac{1}{2}(3.7+4.4)\times2.0=12.0+6.80+8.1$

⑥ $2.0\times6.0+2.0\times3.4+\frac{1}{2}(4.4+4.7)\times2.0=12.0+6.8+9.1$

⑦ $\frac{1}{2}(1.0+2.0)\times2.0+2.0\times3.4+\frac{1}{2}(4.7+4.8)\times2.0=3.0+6.8+9.5$

⑧ $\frac{1}{2}\times2.0\times1.0+2.0\times3.4+\frac{1}{2}\times(4.8+4.6)\times2.0=1.0+6.8+9.4$

⑨ $2.0\times3.4+\frac{1}{2}\times(4.6+4.1)\times2.0=6.8+8.7$

⑩ $2.0\times3.4+\frac{1}{2}\times(4.1+3.3)\times2.0=6.8+7.4$

⑪ $2.0\times3.4+\frac{1}{2}\times(3.3+2.0)\times2.0=6.8+5.3$

⑫ $2.0\times3.4+\frac{1}{2}\times(2.0+0.3)\times2.0=6.8+2.3$

⑬ $\frac{1}{2}(2.6+0.3)\times3.4+15^2(0.333-0.328)+\frac{1}{2}\times0.3\times0.3=5.48+0.05$

O点の廻りの抵動モーメントMo

$M_o=\frac{1}{2}12.7\times17.63+(10.5+8.5+6.5+4.5+2.5)\times12.0+0.8\times8.0-0.83\times1.0^3\times1.8$

$=\fallingdotseq1118.0$ tm

重量	W_i	$\cos\alpha$	$W_i \cos\alpha$
①	33.57	0.503	16.89
②	27.33	0.707	19.32
③	29.04	0.810	23.52
④	30.24	0.891	26.94
⑤	31.09	0.946	29.41
⑥	31.59	0.980	30.96
⑦	24.59	0.993	24.42
⑧	11.94	0.986	11.77
⑨	9.79	0.959	9.39
⑩	9.14	0.918	8.39
⑪	8.09	0.850	6.88
⑫	6.59	0.748	4.93
⑬	4.41	0.619	2.73
			215.55 t

抵抗モーメント M_r

$$M_r = C \cdot l \cdot R + R \Sigma W_i \cos\alpha \tan\phi_i$$

$$= 1.3 \times 24.6 \times 15 + 15 \times \{(16.89 + 19.32 + 2.73) \times \tan 25^\circ$$

$$+ (215.55 - 16.89 - 19.32 - 2.73) \times \tan 15^\circ$$

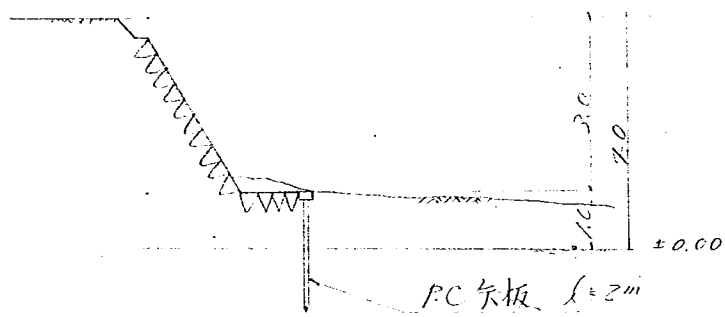
$$= 479.7 + 272.4 + 709.8 = 1,461.9 \text{ t-m}$$

安全率 f は

$$f = \frac{M_r}{M_o} = \frac{1,461.9}{1,118.0} = 1.31$$

以上、基礎地盤のすべりに対して、若松側橋台附近を対象として、すべりの計算をごろ行なった。

若松側の埋立地の標高は約+5.0mとなっており、その護岸は下図のごとくである。



したがって7mの盛土に対しては、図のごとき構造で、すべりに対しては安定を保っているものと考えられる。青柳橋の架設において取付道路の路面高が約6.0mとなり、既設の盛土より約2.0m高くなる。このために、すべりの計算を行ない、若し不安定なれば対策について検討を加えなければならない。

まず現在の護岸がある状態では、法先を切るすべりは生じないから、A-Typeが考えられる。一般に安全率として1.2～1.3をとるが、A-Typeはやや、安全性に欠ける。

従ってテルツァギ・ペック土質力学基礎編 P.170により下層土に一つ以上の薄く非常に弱い層があると、この面はお互いになめらかに連続しない三つ部分から成るものと考

ことれるので　この考慮により計算して見ると　極めて不安定な結果がでた。したがって、現状の護岸のまま、その上に約2mの盛土をすることは、すべりに対して不安定なことが判明したので、その対策について検討を加える。

軟弱地盤に対策としては、地盤に生ずるせん断応力、圧密、圧縮応力をできるだけ小さくすることによりせん断破壊を生じにくくするとともに沈下量を小さくするか、地盤そのものを良好な地盤に改良するか　の二通りの方法がある。

本橋の場合は　後者のような大規模なことは考えず、前者について対策を考える。しかし、後者に含まれる置換工法、自然圧密工法などは充分効果のあるものである。

C Type の計算は　以上のことを考慮して　現在のドン矢板の根入長さをどの程度にしたら、すべりに対して　安定が得られるかを求めたものである。その結果、根入れが8m以上あれば、すべりの安全率は1.3以上となることが判った。

11. 電気防食について

電気防食法は、鋼材の地中における腐食が電気化学的作用に起因するものが主であることに着目して、鋼材の対地電位を下げることによって、鋼材の腐食作用の主因となる局部電池の発生を抑制しようとする方法である。

電気防食には、外部電源方式と流電陽方式とがあり、本橋の場合は、電気防食を必要とする鋼管杭の数量も少なくしかし、岸より相当距離があるため、後者の方式の方が有利である。

その仕様は、陽極にアルミニウム合金 A 60 型を鋼管杭 1 本につき 1 個用いるものとする。比重量は 90～100 kg を考える。

次に概算工費を示す

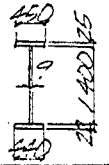
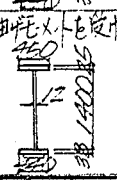
陽極	68 ヶ	11,500 × 68	= 782,000
鉄筋 D16	40 kg	40 × 260	= 10,400
測定	9 回	5,000 × 2	= 20,000
雑			20,600
			833,000.-
施工		3000 × 68	204,000.-
			15,000.-
			219,000.-
その他			272,000.-
			合計 1,324,000.-

電柱は手振りで埋設する。

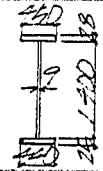
なお、電気防食の工費は、総工事費には記載してない。

12.1 上部構造 主桁計算断面応力表

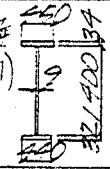
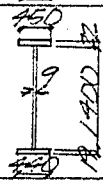
外桁

着目点	支点からの距離(m)	M (t·m) MG	MP	ML	計	断面構成	J (cm⁴)	σ (kg/cm²)	σa (kg/cm²)
1.6	支点Dから 5.65				+340		1,262,300	上フランジ 1863 下フランジ 2039	2000 2100
4.0	支点Dから 13.34				+525	(添接断面)	1,904,600	上フランジ 1977 下フランジ 2084	2000 2100
8.0	支点Dから 27.68				+132 -115	(負の曲げモーメントを受ける同時に添接断面)	1,262,300	上フランジ 1023 下フランジ 689	2100 1457
9.5	支点Dから 32.37				-425	(負の曲げモーメントを受ける)	1,674,400	上フランジ 2064 下フランジ 1647	2800 1707
10.0	支点上 0				-589	 (負の曲げモーメントを受ける)	2,000,700	上フランジ 2721 下フランジ 1647	2800 1707

日本建設コンサルタント株式会社

着目点	支点からの距離(m)	M (t·m) Md	Me	Mi	計	断面構成	J (cm⁴)	σ (kg/mm²)	σa (kg/mm²)
25.0	支点20から 17.3				+38.1		1,402,800	上フランジ 1890 下フランジ 2056	2 000 2 100

中桁（記載外は外桁に準じる。）

着目点	支点からの距離(m)	M (t·m) Md	Me	Mi	計	断面構成	J (cm⁴)	σ (kg/mm²)	σa (kg/mm²)
4.0	支点0から 13.3				+478	(添接断面) 	1,712,300	上フランジ 1990 下フランジ 2100	2 000 2 100
15.0	支点10から 17.3				+297		1,123,100	上フランジ 1816 下フランジ 1999	2 000 2 100

日本建設コンサルタント株式会社

12.2. 下部構造

			単位	AWo	AW	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	AM	AMo
脚の型式					M	M	M	F	M	M	M	F	M	M	M	
路面標高			m	5.930^{S}	6.000	6.315	6.557	6.729	6.833	6.867	6.833	6.729	6.557	6.315	6.000	5.910^{S}
橋脚天端標高			〃	5.230^{S}	3.940	4.085	4.327	4.599	4.603	4.807	4.603	4.599	4.327	4.085	3.940	5.210^{S}
フーチング底面標高			〃	3.030^{S}	-1.500	-1.500	-1.500	-1.700	-1.500	-1.500	-1.500	-1.700	-1.500	-1.500	-1.500	3.810^{S}
橋脚全高			〃	5.930^{S}	7.500	5.585	5.827	6.299	6.103	6.307	6.103	6.299	5.827	5.585	7.500	5.910^{S}
橋脚天端長さ			〃	20.000	16.600	15.500	15.500	15.500	15.500	15.500	15.500	15.500	15.500	15.500	20.000	16.000
〃 〃 幅			〃	0.500	1.050	1.200	1.200	1.200	1.300	1.300	1.200	1.200	1.200	1.200	1.050	0.500
脚柱高さ			〃	3.630^{S}	6.000	4.085	4.327	4.594	4.603	4.807	4.603	4.599	4.327	4.085	6.000	3.810^{S}
〃 幅			〃	φ1.000	16.600	10.500	10.500	10.500	10.500	10.500	10.500	10.500	10.500	10.500	20.000	φ1.000
杭先端標高			〃	-34.900	-34.700	-34.900	-34.900	-34.700	-35.400	-36.400	-35.400	-33.200	-35.400	-35.900	-34.400	-34.000
平行	フーチング頂面	N	t			538.95		516.23		409.51						
〃	〃	M	t·m			176.33		2.355.76		164.22						
〃	〃	S	t			48.48		481.19		42.67						
直角	〃	N	t		420.0	538.95		516.23		409.51						
〃	〃	M	t·m		493.0	530.76		522.38		442.22						
〃	〃	S	t		129.8	124.83		119.79		96.07						
平行	フーチング底面	N	t		510.4	623.70		727.7		494.25					673.5	
〃	〃	M	t·m		398.1	273.54		3.233.7		252.71					539.8	
〃	〃	S	t		122.7	83.21		569.9		77.40					164.5	
直角	〃	N	t		510.4	623.70		727.7		494.25					673.5	
〃	〃	M	t·m		603.9	742.70		783.2		610.83				-	752.5	
〃	〃	S	t		149.4	159.56		206.5		130.80					191.2	
フーチング		長さ	m		16.600	11.000	11.000	14.500	11.000	11.000	11.000	14.500	11.000	11.000	20.000	
〃		幅	〃		4.500	4.500	4.500	8.000	4.500	4.500	4.500	8.000	4.500	4.500	4.500	
〃		厚	〃		1.500	1.500	1.500	1.700	1.500	1.500	1.500	1.700	1.500	1.500	1.500	

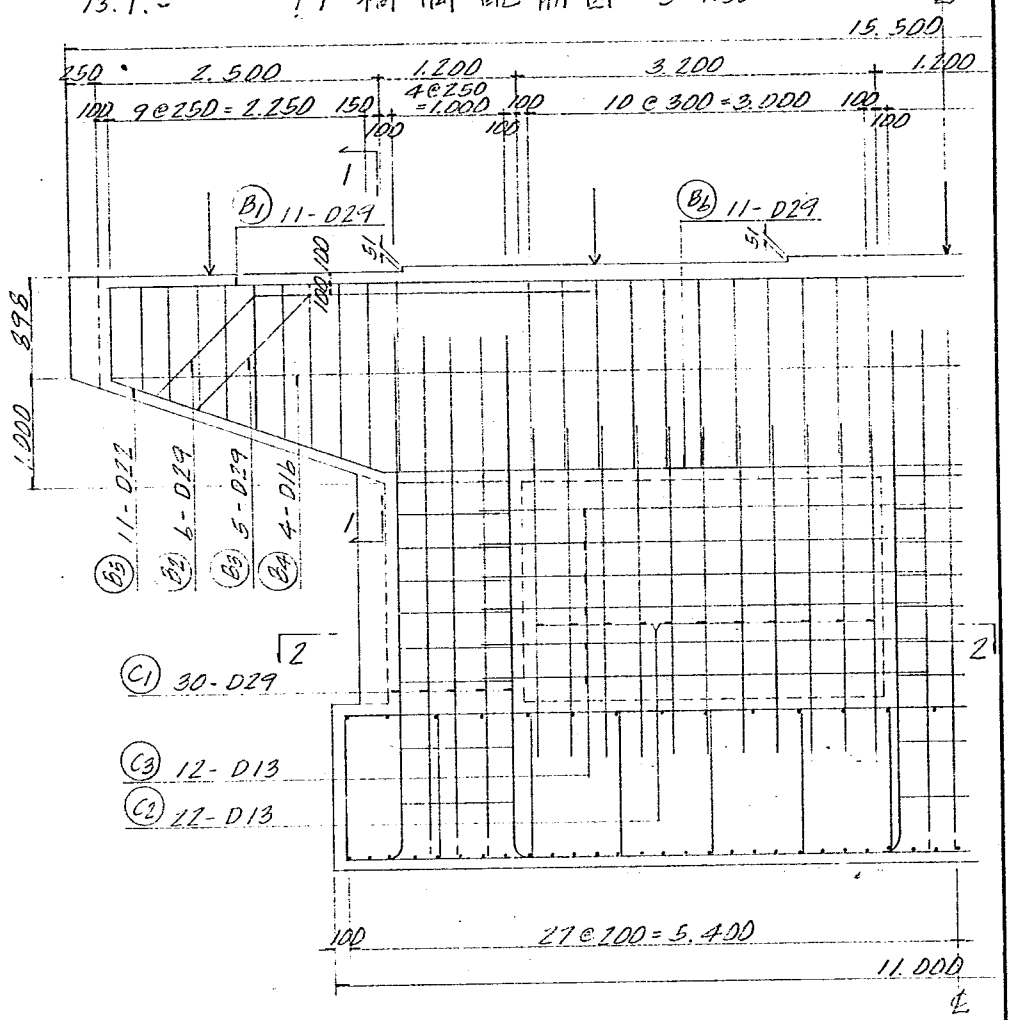
		単位	A1W0	AW	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	AM	AM10
くい本数	鉛直	本	4	7	8	8	5	8	8	8	5	8	8	9	4
	斜	〃	—	—	—	—	12	—	—	—	12	—	—	—	—
くい長	鉛直	m	34.9	33.5	33.5	33.5	33.5	34.0	35.0	34.0	32.0	34.0	34.5	33.0	34.0
	斜	m	—	—	—	—	34.7	—	—	—	33.1	—	—	—	—
くい断面寸法		m	φ1.0	φ1.0	φ1.0	φ1.0	φ0.8	φ1.0	φ1.0	φ1.0	φ0.8	φ1.0	φ1.0	φ1.0	φ1.0
地震時許容支持力	押込	t	225	225	225	225	185	225	225	225	185	225	225	225	225
	引抜	〃													
	水平	〃													
平行	最大作用軸力	t		126	105.4		140.1		87.1					128.7	
	モーメント	t·m	83.2	43.9	37.3		56.8		35.2					66.5	
	せん断力	t	19.2	17.5	10.4		16.7		9.7					18.3	
	断面応力度 σ_s	kg/cm²					1219							1633	
	断面応力度 σ_c	〃					1071							84.5	
	くい頭変位	cm	0.66	0.85	0.50		1.20		0.47					0.89	
直角	最大作用軸力	t		99	115.1				92.3					97.1	
	モーメント	t·m		77.7	72.2				59.5					76.98	
	せん断力	t		21.4	19.7				16.4					21.2	
	断面応力度 σ_s	kg/cm²		561	1677				755						
	断面応力度 σ_c	〃		39.6	82.7				42.4						
	くい頭変位	cm		1.04	0.96				0.79					1.03	
常時	作用軸力	t	92.3	108.7	121.7				77.6					106.0	

日本建設コンサルタント株式会社

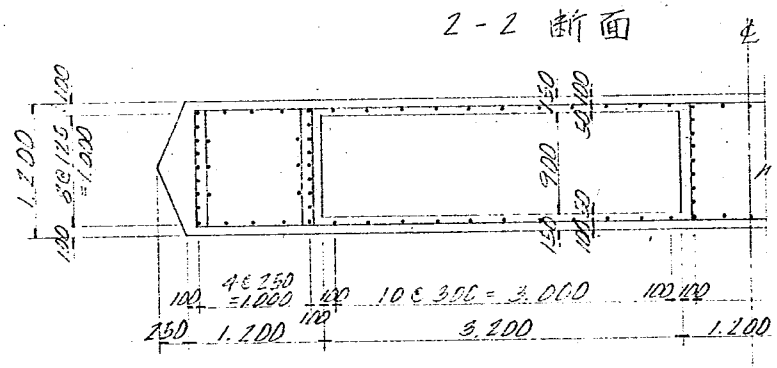
47

13. 付 録 （橋脚配筋図）

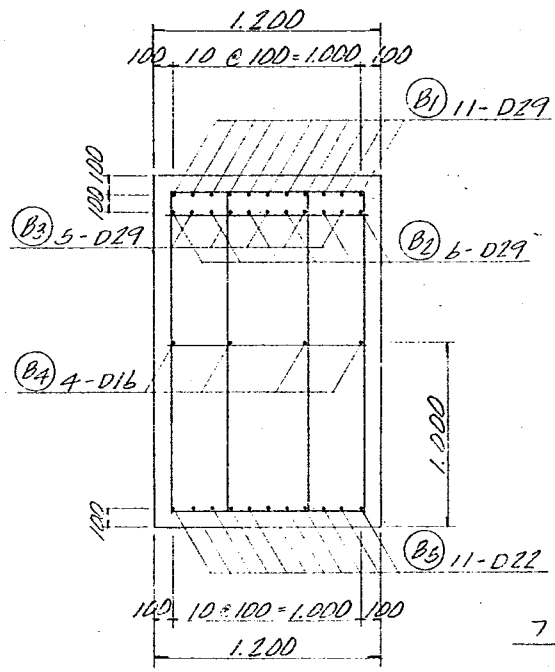
13.1.~ P1 橋脚配筋図 S=1:50



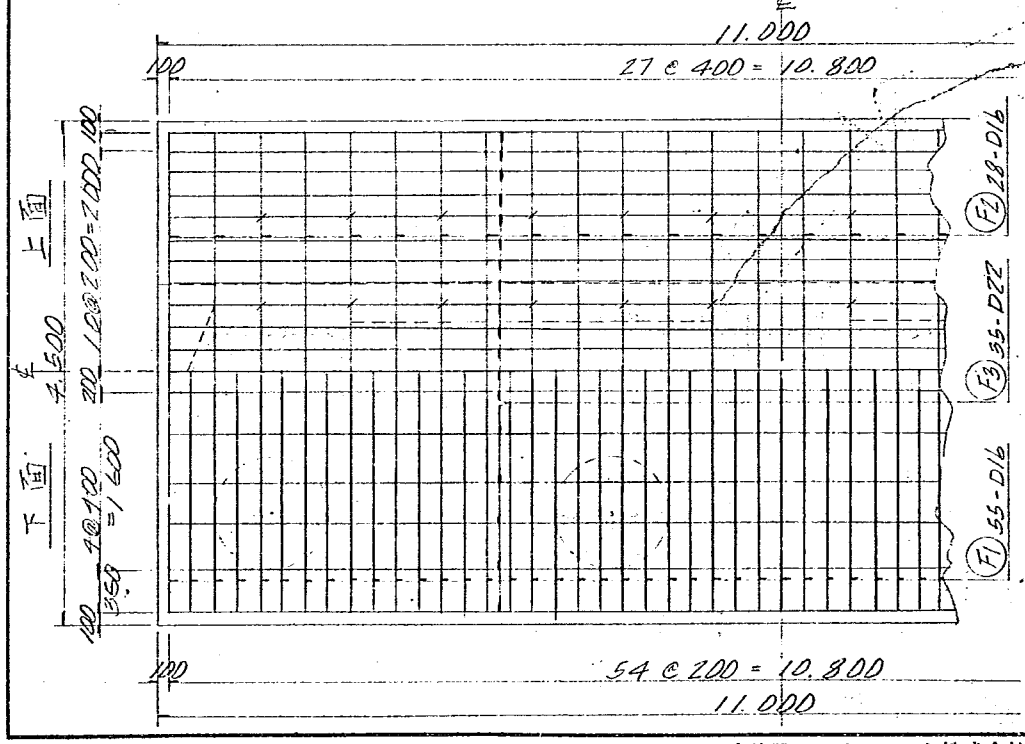
2-2 断面



1-1 断面 (S=1:30)

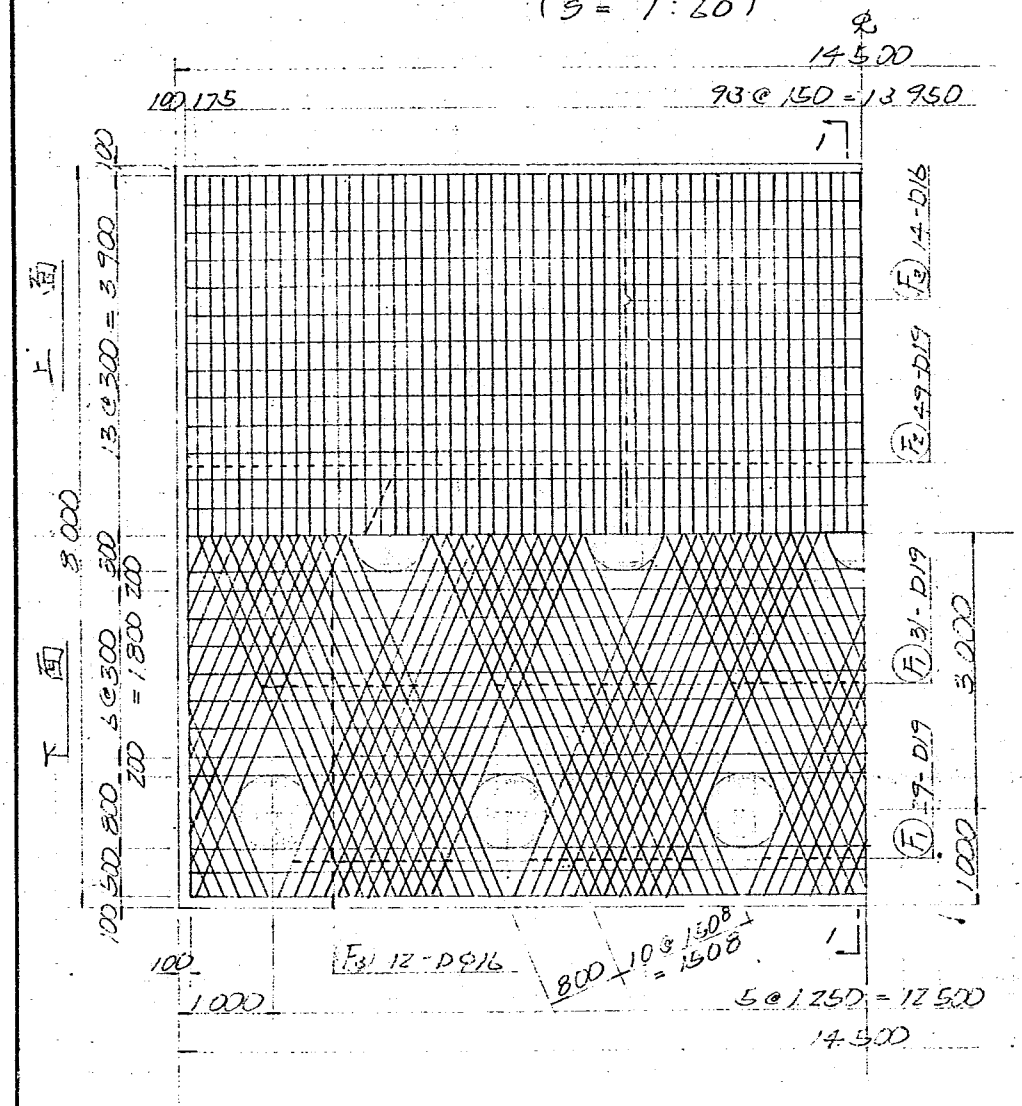


フーチング

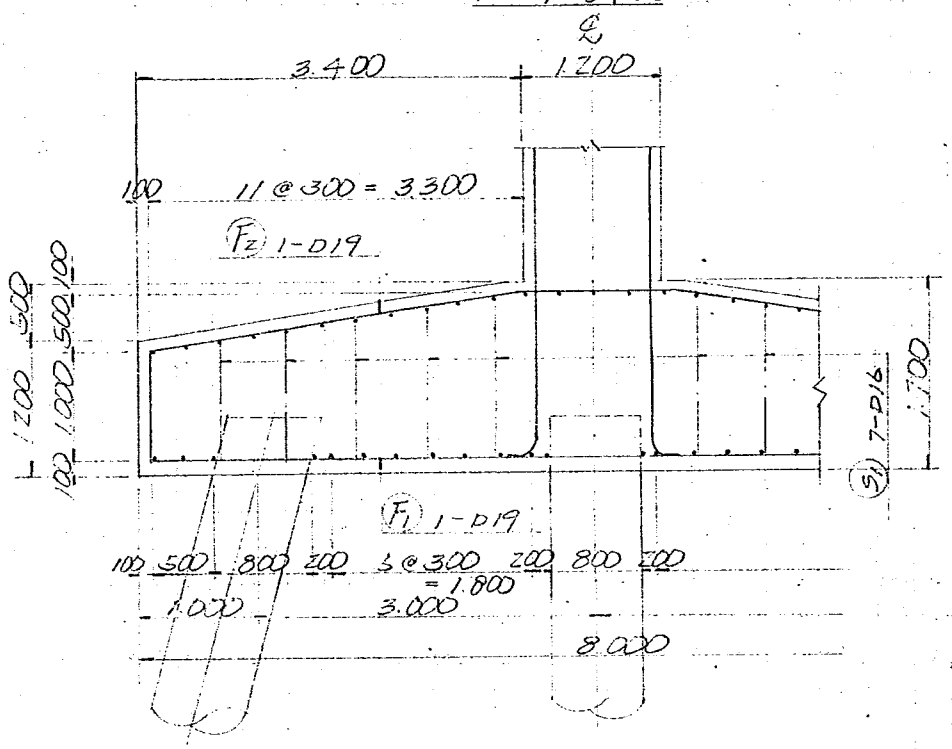


13.2. P3 橋脚 フーチング配筋図

(S = 1:60)



1－1 断面 (S＝1:50)


3.400
1.200
100
11@300＝3.300
(F2) 1-D19
1.200
500
100
1.000
500
100
(S1) 7-D16
1.700
(F1) 1-D19
100
500
800
200
5@300＝1.800
200
800
500
1.000
3.000
8.000

新 青 柳 橋
基本計画資料

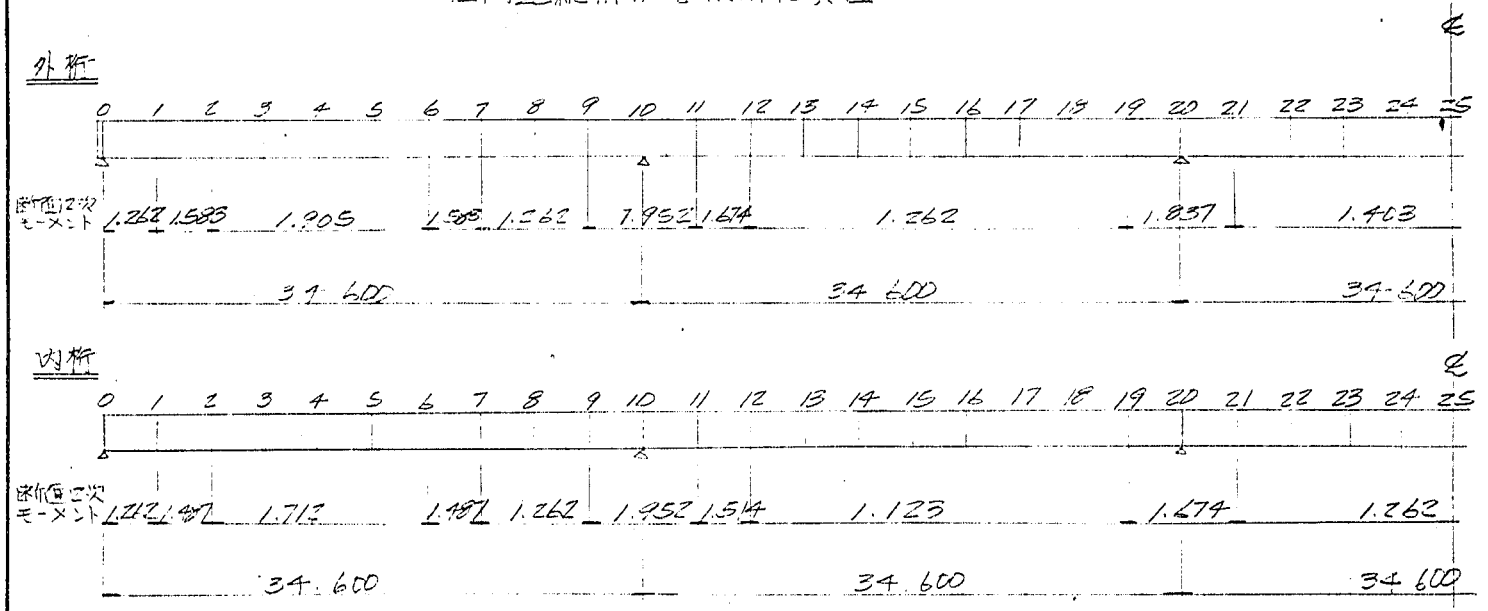
建 設 省 土 木 研 究 所

新青柳橋第1案変断面の検討書

昭和40年8月

日本建設コンサルタント株式会社

5径間連続桁影響線用格点図



断面二次モーメント　$\times 10^6\ cm^4$

$E = 2.1 \times 10^6\ kg/cm^2$

着目点　荷重点共　スパン10等分点

曲げモーメント　反力　剪断力　撓み

日本建設コンサルタント株式会社

外柱

REACTION

	1	2	3
101	1.0000	-0.	0.
102	0.8751	0.1570	-0.0415
103	0.7520	0.3102	-0.0802
104	0.6317	0.4568	-0.1141
105	0.5153	0.5943	-0.1415
106	0.4042	0.7199	-0.1600
107	0.2996	0.8303	-0.1677
108	0.2038	0.9208	-0.1607
109	0.1204	0.9826	-0.1329
110	0.0529	1.0080	-0.0786
111	0.0000	1.0000	-0.0000
201	0.0000	1.0000	-0.0000
202	-0.0406	0.9640	0.0987
203	-0.0693	0.9017	0.2145
204	-0.0851	0.8134	0.3441
205	-0.0889	0.7029	0.4814
206	-0.0831	0.5778	0.6180
207	-0.0703	0.4458	0.7452
208	-0.0531	0.3148	0.8548
209	-0.0340	0.1923	0.9383
210	-0.0157	0.0862	0.9871
211	-0.0000	0.0000	1.0000
301	-0.0000	0.0000	1.0000
302	0.0121	-0.0658	0.9794
303	0.0201	-0.1097	0.9250
304	0.0243	-0.1323	0.8393
305	0.0252	-0.1373	0.7300
306	0.0236	-0.1283	0.6047
307	0.0200	-0.1089	0.4709
308	0.0152	-0.0828	0.3363
309	0.0099	-0.0536	0.2083
310	0.0046	-0.0250	0.0947
311	0.0000	-0.0000	0.0000
401	0.0000	-0.0000	0.0000
402	-0.0036	0.0196	-0.0736
403	-0.0060	0.0329	-0.1234
404	-0.0073	0.0397	-0.1489
405	-0.0076	0.0412	-0.1544
406	-0.0071	0.0384	-0.1440
407	-0.0060	0.0325	-0.1220
408	-0.0045	0.0247	-0.0926
409	-0.0029	0.0160	-0.0600
410	-0.0014	0.0075	-0.0282
411	0.0000	-0.0000	0.0000
501	0.0000	-0.0000	0.0000
502	0.0011	-0.0060	0.0226
503	0.0019	-0.0102	0.0382
504	0.0023	-0.0123	0.0462
505	0.0024	-0.0129	0.0482
506	0.0023	-0.0123	0.0460
507	0.0020	-0.0108	0.0407
508	0.0016	-0.0087	0.0328
509	0.0011	-0.0061	0.0231
510	0.0006	-0.0032	0.0119
511	-0.	0.	-0.

1	15.0687	22.4203	0.0000
	0.	0.	-3.7275
2	0.0000	19.0260	20.0064
	-1.8686	0.	-0.0000
3	0.5363	0.0000	19.6829
	-0.0000	-2.9192	0.
4	0.0000	0.8737	0.0000
	-0.1605	-0.0000	-3.2770
5	0.0525	0.	1.0717
	-0.0000	-0.2857	-0.0000

外 析

P. 5.

BENDING MOM.
SPAN 1

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
101	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.
102	0.	3.0280	2.5960	2.1639	1.7319	1.2999	0.8679	0.4359	0.0039	-0.4282	-0.8602
103	0.	2.6019	5.2038	4.3457	3.4875	2.6294	1.7713	0.9132	0.0551	-0.8030	-1.6611
104	0.	2.1856	4.3713	6.5569	5.2825	4.0082	2.7338	1.4595	0.1851	-1.0893	-2.3636
105	0.	1.7830	3.5660	5.3490	7.1320	5.4550	3.7780	2.1010	0.4240	-1.2530	-2.9300
106	0.	1.3985	2.7970	4.1955	5.5941	6.9926	4.9311	2.8698	0.8081	-1.2534	-3.3149
107	0.	1.0367	2.0734	3.1101	4.1469	5.1836	6.2203	3.7970	1.3737	-1.0496	-3.4729
108	0.	0.7051	1.4101	2.1152	2.8202	3.5253	4.2304	4.9354	2.1805	-0.5744	-3.3294
109	0.	0.4167	0.8335	1.2502	1.6669	2.0836	2.5004	2.9171	3.3338	0.2906	-2.7527
110	0.	0.1832	0.3664	0.5496	0.7328	0.9160	1.0992	1.2823	1.4655	1.6487	-1.6281
111	0.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
201	0.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
202	-0.	-0.1406	-0.2812	-0.4218	-0.5624	-0.7030	-0.8436	-0.9842	-1.1248	-1.2654	-1.4060
203	-0.	-0.2396	-0.4792	-0.7188	-0.9584	-1.1981	-1.4377	-1.6773	-1.9169	-2.1565	-2.3961
204	-0.	-0.2945	-0.5889	-0.8834	-1.1779	-1.4724	-1.7668	-2.0613	-2.3558	-2.6503	-2.9447
205	-0.	-0.3074	-0.6149	-0.9223	-1.2298	-1.5372	-1.8447	-2.1521	-2.4596	-2.7670	-3.0744
206	-0.	-0.2874	-0.5748	-0.8622	-1.1496	-1.4370	-1.7244	-2.0118	-2.2992	-2.5866	-2.8739
207	-0.	-0.2432	-0.4864	-0.7296	-0.9728	-1.2160	-1.4592	-1.7024	-1.9455	-2.1887	-2.4319
208	-0.	-0.1837	-0.3674	-0.5511	-0.7348	-0.9185	-1.1022	-1.2860	-1.4697	-1.6534	-1.8371
209	-0.	-0.1178	-0.2356	-0.3534	-0.4712	-0.5890	-0.7068	-0.8247	-0.9425	-1.0603	-1.1781
210	-0.	-0.0544	-0.1087	-0.1631	-0.2174	-0.2718	-0.3262	-0.3805	-0.4349	-0.4892	-0.5436
211	0.	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
301	0.	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
302	0.	0.0418	0.0836	0.1254	0.1672	0.2090	0.2508	0.2926	0.3344	0.3762	0.4180
303	0.	0.0697	0.1394	0.2091	0.2789	0.3486	0.4183	0.4880	0.5577	0.6274	0.6972
304	0.	0.0841	0.1682	0.2523	0.3364	0.4205	0.5046	0.5887	0.6728	0.7569	0.8410
305	0.	0.0873	0.1745	0.2618	0.3491	0.4364	0.5236	0.6109	0.6982	0.7854	0.8727
306	0.	0.0815	0.1631	0.2446	0.3262	0.4077	0.4892	0.5708	0.6523	0.7339	0.8154
307	0.	0.0692	0.1384	0.2077	0.2769	0.3461	0.4153	0.4846	0.5538	0.6230	0.6922
308	0.	0.0526	0.1053	0.1579	0.2105	0.2632	0.3158	0.3685	0.4211	0.4737	0.5264
309	0.	0.0341	0.0682	0.1023	0.1364	0.1705	0.2046	0.2387	0.2728	0.3068	0.3409
310	0.	0.0159	0.0318	0.0477	0.0637	0.0796	0.0955	0.1114	0.1273	0.1432	0.1591
311	-0.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
401	-0.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
402	-0.	-0.0125	-0.0250	-0.0374	-0.0499	-0.0624	-0.0749	-0.0873	-0.0998	-0.1123	-0.1248
403	-0.	-0.0209	-0.0418	-0.0628	-0.0837	-0.1046	-0.1255	-0.1464	-0.1673	-0.1883	-0.2092
404	-0.	-0.0252	-0.0505	-0.0757	-0.1010	-0.1262	-0.1514	-0.1767	-0.2019	-0.2272	-0.2524
405	-0.	-0.0262	-0.0523	-0.0785	-0.1046	-0.1308	-0.1570	-0.1831	-0.2093	-0.2355	-0.2616
406	-0.	-0.0244	-0.0488	-0.0732	-0.0976	-0.1220	-0.1464	-0.1708	-0.1952	-0.2196	-0.2440
407	-0.	-0.0207	-0.0413	-0.0620	-0.0827	-0.1034	-0.1240	-0.1447	-0.1654	-0.1860	-0.2067
408	-0.	-0.0157	-0.0314	-0.0471	-0.0628	-0.0784	-0.0941	-0.1098	-0.1255	-0.1412	-0.1569
409	-0.	-0.0102	-0.0203	-0.0305	-0.0407	-0.0508	-0.0610	-0.0712	-0.0813	-0.0915	-0.1017
410	-0.	-0.0048	-0.0096	-0.0143	-0.0191	-0.0239	-0.0287	-0.0334	-0.0382	-0.0430	-0.0478
411	-0.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
501	-0.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
502	-0.	0.0038	0.0077	0.0115	0.0153	0.0191	0.0230	0.0268	0.0306	0.0345	0.0383
503	-0.	0.0065	0.0130	0.0194	0.0259	0.0324	0.0389	0.0453	0.0518	0.0583	0.0648
504	-0.	0.0078	0.0157	0.0235	0.0313	0.0392	0.0470	0.0548	0.0627	0.0705	0.0783
505	-0.	0.0082	0.0163	0.0245	0.0327	0.0409	0.0490	0.0572	0.0654	0.0735	0.0817
506	-0.	0.0078	0.0156	0.0234	0.0312	0.0390	0.0468	0.0546	0.0624	0.0702	0.0780
507	-0.	0.0069	0.0138	0.0207	0.0276	0.0345	0.0414	0.0483	0.0551	0.0620	0.0689
508	-0.	0.0056	0.0111	0.0167	0.0222	0.0278	0.0334	0.0389	0.0445	0.0500	0.0556
509	-0.	0.0039	0.0078	0.0117	0.0156	0.0195	0.0234	0.0274	0.0313	0.0352	0.0391
510	-0.	0.0020	0.0040	0.0061	0.0081	0.0101	0.0121	0.0142	0.0162	0.0182	0.0202
511	0.	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000

外 析

1	0.	46.1519	80.3323	102.5411	112.7782	111.0438	97.3377	71.6601	34.0108	6.3761	0.0000
	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	-21.9861	-77.2024
2	0.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	0.	-6.4653	-12.9307	-19.3960	-25.8613	-32.3267	-38.7920	-45.2573	-51.7227	-58.1880	-64.6533
3	-0.	1.8556	3.7112	5.5668	7.4224	9.2780	11.1335	12.9891	14.8447	16.7003	18.5559
	0.	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
4	-0.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	0.	-0.5553	-1.1107	-1.6660	-2.2213	-2.7766	-3.3320	-3.8873	-4.4426	-4.9979	-5.5533
5	0.	0.1816	0.3632	0.5449	0.7265	0.9081	1.0897	1.2713	1.4530	1.6346	1.8162
	0.	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000

外桁

BENDING MOM.
SPAN 2

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
101	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.
102	-0.8602	-0.7488	-0.6374	-0.5261	-0.4147	-0.3033	-0.1919	-0.0806	0.0308	0.1422	0.2536
103	-1.6611	-1.4460	-1.2310	-1.0159	-0.8008	-0.5857	-0.3707	-0.1556	0.0595	0.2746	0.4897
104	-2.3636	-2.0576	-1.7516	-1.4455	-1.1395	-0.8334	-0.5274	-0.2214	0.0847	0.3907	0.6967
105	-2.9300	-2.5506	-2.1713	-1.7919	-1.4125	-1.0332	-0.6538	-0.2744	0.1049	0.4843	0.8637
106	-3.3149	-2.8857	-2.4565	-2.0273	-1.5981	-1.1689	-0.7397	-0.3105	0.1187	0.5479	0.9771
107	-3.4729	-3.0232	-2.5736	-2.1239	-1.6742	-1.2246	-0.7749	-0.3253	0.1244	0.5741	1.0237
108	-3.3294	-2.8983	-2.4672	-2.0361	-1.6051	-1.1740	-0.7429	-0.3118	0.1193	0.5503	0.9814
109	-2.7527	-2.3963	-2.0399	-1.6835	-1.3271	-0.9706	-0.6142	-0.2578	0.0986	0.4550	0.8114
110	-1.6281	-1.4173	-1.2065	-0.9957	-0.7849	-0.5741	-0.3633	-0.1525	0.0583	0.2691	0.4799
111	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
201	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
202	-1.4060	1.7887	1.5235	1.2582	0.9929	0.7277	0.4624	0.1972	-0.0681	-0.3333	-0.5986
203	-2.3961	0.4841	3.3643	2.7845	2.2047	1.6249	1.0451	0.4653	-0.1146	-0.6944	-1.2742
204	-2.9447	-0.4248	2.0951	4.6150	3.6749	2.7348	1.7946	0.8545	-0.0856	-1.0257	-1.9658
205	-3.0744	-0.9500	1.1744	3.2989	5.4233	4.0877	2.7522	1.4166	0.0810	-1.2545	-2.5901
206	-2.8739	-1.1623	0.5493	2.2610	3.9726	5.6843	3.9359	2.1875	0.4392	-1.3092	-3.0575
207	-2.4319	-1.1326	0.1668	1.4662	2.7655	4.0649	5.3642	3.2036	1.0430	-1.1177	-3.2783
208	-1.8371	-0.9316	-0.0262	0.8792	1.7847	2.6901	3.5955	4.5010	1.9464	-0.6081	-3.1627
209	-1.1781	-0.6304	-0.0827	0.4650	1.0127	1.5605	2.1082	2.6559	3.2036	0.2913	-2.6210
210	-0.5436	-0.2996	-0.0556	0.1884	0.4324	0.6764	0.9205	1.1645	1.4085	1.6525	-1.5635
211	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
301	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
302	0.4180	0.2323	0.0465	-0.1392	-0.3249	-0.5106	-0.6964	-0.8821	-1.0678	-1.2535	-1.4393
303	0.6972	0.3874	0.0776	-0.2321	-0.5419	-0.8517	-1.1614	-1.4712	-1.7810	-2.0907	-2.4005
304	0.8410	0.4673	0.0937	-0.2800	-0.6537	-1.0274	-1.4011	-1.7748	-2.1484	-2.5221	-2.8958
305	0.8727	0.4849	0.0972	-0.2906	-0.6784	-1.0661	-1.4539	-1.8417	-2.2294	-2.6172	-3.0050
306	0.8154	0.4531	0.0908	-0.2715	-0.6338	-0.9961	-1.3584	-1.7207	-2.0830	-2.4453	-2.8076
307	0.6922	0.3847	0.0771	-0.2305	-0.5381	-0.8456	-1.1532	-1.4608	-1.7684	-2.0759	-2.3835
308	0.5264	0.2925	0.0586	-0.1753	-0.4091	-0.6430	-0.8769	-1.1108	-1.3446	-1.5785	-1.8124
309	0.3409	0.1895	0.0380	-0.1135	-0.2650	-0.4165	-0.5680	-0.7195	-0.8710	-1.0225	-1.1739
310	0.1591	0.0884	0.0177	-0.0530	-0.1237	-0.1944	-0.2651	-0.3358	-0.4065	-0.4772	-0.5479
311	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
401	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0000
402	-0.1248	-0.0693	-0.0139	0.0416	0.0970	0.1525	0.2079	0.2633	0.3188	0.3742	0.4297
403	-0.2092	-0.1162	-0.0233	0.0697	0.1626	0.2555	0.3485	0.4414	0.5344	0.6273	0.7203
404	-0.2524	-0.1402	-0.0281	0.0841	0.1962	0.3084	0.4205	0.5327	0.6448	0.7570	0.8691
405	-0.2616	-0.1454	-0.0291	0.0871	0.2034	0.3196	0.4359	0.5521	0.6684	0.7846	0.9009
406	-0.2440	-0.1356	-0.0272	0.0813	0.1897	0.2981	0.4065	0.5150	0.6234	0.7318	0.8402
407	-0.2067	-0.1149	-0.0230	0.0688	0.1607	0.2525	0.3444	0.4362	0.5281	0.6199	0.7118
408	-0.1569	-0.0872	-0.0175	0.0522	0.1219	0.1917	0.2614	0.3311	0.4008	0.4705	0.5402
409	-0.1017	-0.0565	-0.0113	0.0339	0.0790	0.1242	0.1694	0.2146	0.2598	0.3050	0.3501
410	-0.0478	-0.0265	-0.0053	0.0159	0.0371	0.0584	0.0796	0.1008	0.1220	0.1433	0.1645
411	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
501	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0000	-0.0000
502	0.0383	0.0213	0.0043	-0.0127	-0.0298	-0.0468	-0.0638	-0.0808	-0.0978	-0.1148	-0.1319
503	0.0648	0.0360	0.0072	-0.0216	-0.0503	-0.0791	-0.1079	-0.1367	-0.1654	-0.1942	-0.2230
504	0.0783	0.0435	0.0087	-0.0261	-0.0609	-0.0957	-0.1305	-0.1653	-0.2001	-0.2349	-0.2697
505	0.0817	0.0454	0.0091	-0.0272	-0.0635	-0.0998	-0.1361	-0.1724	-0.2087	-0.2450	-0.2813
506	0.0780	0.0433	0.0087	-0.0260	-0.0606	-0.0953	-0.1299	-0.1646	-0.1992	-0.2339	-0.2685
507	0.0689	0.0383	0.0077	-0.0229	-0.0536	-0.0842	-0.1148	-0.1455	-0.1761	-0.2067	-0.2373
508	0.0556	0.0309	0.0062	-0.0185	-0.0432	-0.0679	-0.0926	-0.1173	-0.1421	-0.1668	-0.1915
509	0.0391	0.0217	0.0043	-0.0130	-0.0304	-0.0477	-0.0651	-0.0825	-0.0998	-0.1172	-0.1346
510	0.0202	0.0112	0.0022	-0.0067	-0.0157	-0.0247	-0.0337	-0.0427	-0.0517	-0.0607	-0.0697
511	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000

1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	2.7653	12.7612	22.7572
	-77.2025	-67.2065	-57.2105	-47.2146	-37.2186	-27.2226	-17.2267	-7.2307	0.	0.	0.
2	0.0000	7.4724	30.6626	59.5685	77.0326	82.5251	76.0460	57.5953	28.0289	6.3847	0.0000
	-64.6533	-18.7469	-0.5298	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.8560	-21.6056	-69.5864
3	18.5559	10.3111	2.0664	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-6.1784	-14.4232	-22.6680	-30.9127	-39.1575	-47.4023	-55.6470	-63.8918
4	0.0000	0.0000	0.0000	1.8495	4.3170	6.7846	9.2522	11.7198	14.1874	16.6549	19.1225
	-5.5533	-3.0857	-0.6181	0.	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
5	1.8162	1.0092	0.2022	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.6048	-1.4117	-2.2187	-3.0257	-3.8327	-4.6397	-5.4467	-6.2537

外 桁

P. 9

BENDING MOM.
SPAN 3

	1	2	3	4	5	6
101	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.
102	0.2536	0.2212	0.1889	0.1566	0.1243	0.0919
103	0.4897	0.4272	0.3648	0.3024	0.2400	0.1775
104	0.6967	0.6079	0.5191	0.4303	0.3415	0.2526
105	0.8637	0.7536	0.6435	0.5334	0.4233	0.3132
106	0.9771	0.8526	0.7280	0.6034	0.4789	0.3543
107	1.0237	0.8932	0.7627	0.6322	0.5017	0.3712
108	0.9814	0.8563	0.7312	0.6061	0.4810	0.3559
109	0.8114	0.7080	0.6045	0.5011	0.3977	0.2942
110	0.4799	0.4187	0.3576	0.2964	0.2352	0.1740
111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
201	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
202	-0.5986	-0.5223	-0.4460	-0.3697	-0.2934	-0.2171
203	-1.2742	-1.1117	-0.9493	-0.7869	-0.6244	-0.4620
204	-1.9658	-1.7152	-1.4646	-1.2140	-0.9634	-0.7128
205	-2.5901	-2.2599	-1.9297	-1.5996	-1.2694	-0.9392
206	-3.0575	-2.6678	-2.2780	-1.8882	-1.4984	-1.1087
207	-3.2783	-2.8604	-2.4425	-2.0245	-1.6066	-1.1887
208	-3.1627	-2.7595	-2.3563	-1.9532	-1.5500	-1.1468
209	-2.6210	-2.2869	-1.9528	-1.6186	-1.2845	-0.9504
210	-1.5635	-1.3642	-1.1649	-0.9656	-0.7662	-0.5669
211	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
301	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
302	-1.4393	1.7639	1.5070	1.2501	0.9933	0.7364
303	-2.4005	0.4901	3.3808	2.8115	2.2421	1.6728
304	-2.8958	-0.3655	2.1649	4.6952	3.7656	2.8359
305	-3.0050	-0.8668	1.2713	3.4095	5.5476	4.2258
306	-2.8076	-1.0776	0.6524	2.3824	4.1124	5.8424
307	-2.3835	-1.0616	0.2602	1.5821	2.9039	4.2258
308	-1.8124	-0.8827	0.0469	0.9766	1.9063	2.8359
309	-1.1739	-0.6046	-0.0353	0.5341	1.1034	1.6728
310	-0.5479	-0.2910	-0.0342	0.2227	0.4796	0.7364
311	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
401	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
402	0.4297	0.2304	0.0310	-0.1683	-0.3676	-0.5669
403	0.7203	0.3861	0.0520	-0.2821	-0.6162	-0.9504
404	0.8691	0.4659	0.0628	-0.3404	-0.7436	-1.1468
405	0.9009	0.4830	0.0651	-0.3529	-0.7708	-1.1887
406	0.8402	0.4504	0.0607	-0.3291	-0.7189	-1.1087
407	0.7118	0.3816	0.0514	-0.2788	-0.6090	-0.9392
408	0.5402	0.2896	0.0390	-0.2116	-0.4622	-0.7128
409	0.3501	0.1877	0.0253	-0.1372	-0.2996	-0.4620
410	0.1645	0.0882	0.0119	-0.0644	-0.1408	-0.2171
411	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
501	-0.0000	-0.0000	-0.	0.0000	0.0000	0.0000
502	-0.1319	-0.0707	-0.0095	0.0517	0.1128	0.1740
503	-0.2230	-0.1195	-0.0161	0.0873	0.1908	0.2942
504	-0.2697	-0.1446	-0.0195	0.1056	0.2308	0.3559
505	-0.2813	-0.1508	-0.0203	0.1102	0.2407	0.3712
506	-0.2685	-0.1440	-0.0194	0.1052	0.2297	0.3543
507	-0.2373	-0.1272	-0.0171	0.0930	0.2031	0.3132
508	-0.1915	-0.1026	-0.0138	0.0750	0.1638	0.2526
509	-0.1346	-0.0721	-0.0097	0.0527	0.1151	0.1775
510	-0.0697	-0.0374	-0.0050	0.0273	0.0596	0.0919
511	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000

外 杆

1	22.7572	19.8562	16.9551	14.0540	11.1529	8.2519
	0.	0.	0.	0.	0.	0.
2	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	-69.5865	-60.7156	-51.8447	-42.9738	-34.1029	-25.2321
3	0.0000	7.4368	32.0864	61.8100	79.7674	85.7532
	-63.8918	-17.4564	-0.2054	0.	0.	-0.0000
4	19.1225	10.2516	1.3807	0.0000	0.0000	0.0000
	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-7.4901	-16.3610	-25.2319
5	0.0000	0.0000	0.	2.4496	5.3506	8.2517
	-6.2537	-3.3526	-0.4515	-0.0000	-0.0000	-0.0000

外 桁

SHEAR

SPAN 1

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
101	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.
102	0.8751	-0.1249	-0.1249	-0.1249	-0.1249	-0.1249	-0.1249	-0.1249	-0.1249	-0.1249	-0.1249
103	0.7520	0.7520	-0.2480	-0.2480	-0.2480	-0.2480	-0.2480	-0.2480	-0.2480	-0.2480	-0.2480
104	0.6317	0.6317	0.6317	-0.3683	-0.3683	-0.3683	-0.3683	-0.3683	-0.3683	-0.3683	-0.3683
105	0.5153	0.5153	0.5153	0.5153	-0.4847	-0.4847	-0.4847	-0.4847	-0.4847	-0.4847	-0.4847
106	0.4042	0.4042	0.4042	0.4042	0.4042	-0.5958	-0.5958	-0.5958	-0.5958	-0.5958	-0.5958
107	0.2996	0.2996	0.2996	0.2996	0.2996	0.2996	-0.7004	-0.7004	-0.7004	-0.7004	-0.7004
108	0.2038	0.2038	0.2038	0.2038	0.2038	0.2038	0.2038	-0.7962	-0.7962	-0.7962	-0.7962
109	0.1204	0.1204	0.1204	0.1204	0.1204	0.1204	0.1204	0.1204	-0.8796	-0.8796	-0.8796
110	0.0529	0.0529	0.0529	0.0529	0.0529	0.0529	0.0529	0.0529	0.0529	-0.9471	-0.9471
111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-1.0000
201	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
202	-0.0406	-0.0406	-0.0406	-0.0406	-0.0406	-0.0406	-0.0406	-0.0406	-0.0406	-0.0406	-0.0406
203	-0.0693	-0.0693	-0.0693	-0.0693	-0.0693	-0.0693	-0.0693	-0.0693	-0.0693	-0.0693	-0.0693
204	-0.0851	-0.0851	-0.0851	-0.0851	-0.0851	-0.0851	-0.0851	-0.0851	-0.0851	-0.0851	-0.0851
205	-0.0889	-0.0889	-0.0889	-0.0889	-0.0889	-0.0889	-0.0889	-0.0889	-0.0889	-0.0889	-0.0889
206	-0.0831	-0.0831	-0.0831	-0.0831	-0.0831	-0.0831	-0.0831	-0.0831	-0.0831	-0.0831	-0.0831
207	-0.0703	-0.0703	-0.0703	-0.0703	-0.0703	-0.0703	-0.0703	-0.0703	-0.0703	-0.0703	-0.0703
208	-0.0531	-0.0531	-0.0531	-0.0531	-0.0531	-0.0531	-0.0531	-0.0531	-0.0531	-0.0531	-0.0531
209	-0.0340	-0.0340	-0.0340	-0.0340	-0.0340	-0.0340	-0.0340	-0.0340	-0.0340	-0.0340	-0.0340
210	-0.0157	-0.0157	-0.0157	-0.0157	-0.0157	-0.0157	-0.0157	-0.0157	-0.0157	-0.0157	-0.0157
211	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
301	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
302	0.0121	0.0121	0.0121	0.0121	0.0121	0.0121	0.0121	0.0121	0.0121	0.0121	0.0121
303	0.0201	0.0201	0.0201	0.0201	0.0201	0.0201	0.0201	0.0201	0.0201	0.0201	0.0201
304	0.0243	0.0243	0.0243	0.0243	0.0243	0.0243	0.0243	0.0243	0.0243	0.0243	0.0243
305	0.0252	0.0252	0.0252	0.0252	0.0252	0.0252	0.0252	0.0252	0.0252	0.0252	0.0252
306	0.0236	0.0236	0.0236	0.0236	0.0236	0.0236	0.0236	0.0236	0.0236	0.0236	0.0236
307	0.0200	0.0200	0.0200	0.0200	0.0200	0.0200	0.0200	0.0200	0.0200	0.0200	0.0200
308	0.0152	0.0152	0.0152	0.0152	0.0152	0.0152	0.0152	0.0152	0.0152	0.0152	0.0152
309	0.0099	0.0099	0.0099	0.0099	0.0099	0.0099	0.0099	0.0099	0.0099	0.0099	0.0099
310	0.0046	0.0046	0.0046	0.0046	0.0046	0.0046	0.0046	0.0046	0.0046	0.0046	0.0046
311	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
401	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
402	-0.0036	-0.0036	-0.0036	-0.0036	-0.0036	-0.0036	-0.0036	-0.0036	-0.0036	-0.0036	-0.0036
403	-0.0060	-0.0060	-0.0060	-0.0060	-0.0060	-0.0060	-0.0060	-0.0060	-0.0060	-0.0060	-0.0060
404	-0.0073	-0.0073	-0.0073	-0.0073	-0.0073	-0.0073	-0.0073	-0.0073	-0.0073	-0.0073	-0.0073
405	-0.0076	-0.0076	-0.0076	-0.0076	-0.0076	-0.0076	-0.0076	-0.0076	-0.0076	-0.0076	-0.0076
406	-0.0071	-0.0071	-0.0071	-0.0071	-0.0071	-0.0071	-0.0071	-0.0071	-0.0071	-0.0071	-0.0071
407	-0.0060	-0.0060	-0.0060	-0.0060	-0.0060	-0.0060	-0.0060	-0.0060	-0.0060	-0.0060	-0.0060
408	-0.0045	-0.0045	-0.0045	-0.0045	-0.0045	-0.0045	-0.0045	-0.0045	-0.0045	-0.0045	-0.0045
409	-0.0029	-0.0029	-0.0029	-0.0029	-0.0029	-0.0029	-0.0029	-0.0029	-0.0029	-0.0029	-0.0029
410	-0.0014	-0.0014	-0.0014	-0.0014	-0.0014	-0.0014	-0.0014	-0.0014	-0.0014	-0.0014	-0.0014
411	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
501	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
502	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011
503	0.0019	0.0019	0.0019	0.0019	0.0019	0.0019	0.0019	0.0019	0.0019	0.0019	0.0019
504	0.0023	0.0023	0.0023	0.0023	0.0023	0.0023	0.0023	0.0023	0.0023	0.0023	0.0023
505	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024
506	0.0023	0.0023	0.0023	0.0023	0.0023	0.0023	0.0023	0.0023	0.0023	0.0023	0.0023
507	0.0020	0.0020	0.0020	0.0020	0.0020	0.0020	0.0020	0.0020	0.0020	0.0020	0.0020
508	0.0016	0.0016	0.0016	0.0016	0.0016	0.0016	0.0016	0.0016	0.0016	0.0016	0.0016
509	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011
510	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006
511	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000

外 桁

P. 12

1	15.0687	11.8247	9.0098	6.6160	4.6317	3.0410	1.8233	0.9525	0.3916	0.0916	0.
	0.	-0.2160	-0.8611	-1.9273	-3.4030	-5.2722	-7.5146	-10.1037	-13.0028	-16.1629	-19.5313
2	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	-1.8686	-1.8686	-1.8686	-1.8686	-1.8686	-1.8686	-1.8686	-1.8686	-1.8686	-1.8686	-1.8686
3	0.5363	0.5363	0.5363	0.5363	0.5363	0.5363	0.5363	0.5363	0.5363	0.5363	0.5363
	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
4	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	-0.1605	-0.1605	-0.1605	-0.1605	-0.1605	-0.1605	-0.1605	-0.1605	-0.1605	-0.1605	-0.1605
5	0.0525	0.0525	0.0525	0.0525	0.0525	0.0525	0.0525	0.0525	0.0525	0.0525	0.0525
	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000

4ト 桁

SHEAR
SPAN 2

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
101	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.
102	0.0322	0.0322	0.0322	0.0322	0.0322	0.0322	0.0322	0.0322	0.0322	0.0322	0.0322
103	0.0622	0.0622	0.0622	0.0622	0.0622	0.0622	0.0622	0.0622	0.0622	0.0622	0.0622
104	0.0884	0.0884	0.0884	0.0884	0.0884	0.0884	0.0884	0.0884	0.0884	0.0884	0.0884
105	0.1096	0.1096	0.1096	0.1096	0.1096	0.1096	0.1096	0.1096	0.1096	0.1096	0.1096
106	0.1240	0.1240	0.1240	0.1240	0.1240	0.1240	0.1240	0.1240	0.1240	0.1240	0.1240
107	0.1300	0.1300	0.1300	0.1300	0.1300	0.1300	0.1300	0.1300	0.1300	0.1300	0.1300
108	0.1246	0.1246	0.1246	0.1246	0.1246	0.1246	0.1246	0.1246	0.1246	0.1246	0.1246
109	0.1030	0.1030	0.1030	0.1030	0.1030	0.1030	0.1030	0.1030	0.1030	0.1030	0.1030
110	0.0609	0.0609	0.0609	0.0609	0.0609	0.0609	0.0609	0.0609	0.0609	0.0609	0.0609
111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
201	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
202	0.9233	-0.0767	-0.0767	-0.0767	-0.0767	-0.0767	-0.0767	-0.0767	-0.0767	-0.0767	-0.0767
203	0.8324	0.8324	-0.1676	-0.1676	-0.1676	-0.1676	-0.1676	-0.1676	-0.1676	-0.1676	-0.1676
204	0.7283	0.7283	0.7283	-0.2717	-0.2717	-0.2717	-0.2717	-0.2717	-0.2717	-0.2717	-0.2717
205	0.6140	0.6140	0.6140	0.6140	-0.3860	-0.3860	-0.3860	-0.3860	-0.3860	-0.3860	-0.3860
206	0.4947	0.4947	0.4947	0.4947	0.4947	-0.5053	-0.5053	-0.5053	-0.5053	-0.5053	-0.5053
207	0.3755	0.3755	0.3755	0.3755	0.3755	0.3755	-0.6245	-0.6245	-0.6245	-0.6245	-0.6245
208	0.2617	0.2617	0.2617	0.2617	0.2617	0.2617	0.2617	-0.7383	-0.7383	-0.7383	-0.7383
209	0.1583	0.1583	0.1583	0.1583	0.1583	0.1583	0.1583	0.1583	-0.8417	-0.8417	-0.8417
210	0.0705	0.0705	0.0705	0.0705	0.0705	0.0705	0.0705	0.0705	0.0705	-0.9295	-0.9295
211	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-1.0000
301	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
302	-0.0537	-0.0537	-0.0537	-0.0537	-0.0537	-0.0537	-0.0537	-0.0537	-0.0537	-0.0537	-0.0537
303	-0.0895	-0.0895	-0.0895	-0.0895	-0.0895	-0.0895	-0.0895	-0.0895	-0.0895	-0.0895	-0.0895
304	-0.1080	-0.1080	-0.1080	-0.1080	-0.1080	-0.1080	-0.1080	-0.1080	-0.1080	-0.1080	-0.1080
305	-0.1121	-0.1121	-0.1121	-0.1121	-0.1121	-0.1121	-0.1121	-0.1121	-0.1121	-0.1121	-0.1121
306	-0.1047	-0.1047	-0.1047	-0.1047	-0.1047	-0.1047	-0.1047	-0.1047	-0.1047	-0.1047	-0.1047
307	-0.0889	-0.0889	-0.0889	-0.0889	-0.0889	-0.0889	-0.0889	-0.0889	-0.0889	-0.0889	-0.0889
308	-0.0676	-0.0676	-0.0676	-0.0676	-0.0676	-0.0676	-0.0676	-0.0676	-0.0676	-0.0676	-0.0676
309	-0.0438	-0.0438	-0.0438	-0.0438	-0.0438	-0.0438	-0.0438	-0.0438	-0.0438	-0.0438	-0.0438
310	-0.0204	-0.0204	-0.0204	-0.0204	-0.0204	-0.0204	-0.0204	-0.0204	-0.0204	-0.0204	-0.0204
311	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
401	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
402	0.0160	0.0160	0.0160	0.0160	0.0160	0.0160	0.0160	0.0160	0.0160	0.0160	0.0160
403	0.0269	0.0269	0.0269	0.0269	0.0269	0.0269	0.0269	0.0269	0.0269	0.0269	0.0269
404	0.0324	0.0324	0.0324	0.0324	0.0324	0.0324	0.0324	0.0324	0.0324	0.0324	0.0324
405	0.0336	0.0336	0.0336	0.0336	0.0336	0.0336	0.0336	0.0336	0.0336	0.0336	0.0336
406	0.0313	0.0313	0.0313	0.0313	0.0313	0.0313	0.0313	0.0313	0.0313	0.0313	0.0313
407	0.0265	0.0265	0.0265	0.0265	0.0265	0.0265	0.0265	0.0265	0.0265	0.0265	0.0265
408	0.0201	0.0201	0.0201	0.0201	0.0201	0.0201	0.0201	0.0201	0.0201	0.0201	0.0201
409	0.0131	0.0131	0.0131	0.0131	0.0131	0.0131	0.0131	0.0131	0.0131	0.0131	0.0131
410	0.0061	0.0061	0.0061	0.0061	0.0061	0.0061	0.0061	0.0061	0.0061	0.0061	0.0061
411	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
501	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
502	-0.0049	-0.0049	-0.0049	-0.0049	-0.0049	-0.0049	-0.0049	-0.0049	-0.0049	-0.0049	-0.0049
503	-0.0083	-0.0083	-0.0083	-0.0083	-0.0083	-0.0083	-0.0083	-0.0083	-0.0083	-0.0083	-0.0083
504	-0.0101	-0.0101	-0.0101	-0.0101	-0.0101	-0.0101	-0.0101	-0.0101	-0.0101	-0.0101	-0.0101
505	-0.0105	-0.0105	-0.0105	-0.0105	-0.0105	-0.0105	-0.0105	-0.0105	-0.0105	-0.0105	-0.0105
506	-0.0100	-0.0100	-0.0100	-0.0100	-0.0100	-0.0100	-0.0100	-0.0100	-0.0100	-0.0100	-0.0100
507	-0.0089	-0.0089	-0.0089	-0.0089	-0.0089	-0.0089	-0.0089	-0.0089	-0.0089	-0.0089	-0.0089
508	-0.0071	-0.0071	-0.0071	-0.0071	-0.0071	-0.0071	-0.0071	-0.0071	-0.0071	-0.0071	-0.0071
509	-0.0050	-0.0050	-0.0050	-0.0050	-0.0050	-0.0050	-0.0050	-0.0050	-0.0050	-0.0050	-0.0050
510	-0.0026	-0.0026	-0.0026	-0.0026	-0.0026	-0.0026	-0.0026	-0.0026	-0.0026	-0.0026	-0.0026
511	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000

外 析

P. 14

1	2.8890	2.8890	2.8890	2.8890	2.8890	2.8890	2.8890	2.8890	2.8890	2.8890	2.8890
	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
2	17.1574	13.8301	10.7926	8.0925	5.7704	3.8523	2.3468	1.2444	0.5179	0.1220	0.
	0.	-0.1326	-0.5552	-1.3151	-2.4529	-3.9949	-5.9494	-8.3070	-11.0404	-14.1046	-17.4426
3	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	-2.3829	-2.3829	-2.3829	-2.3829	-2.3829	-2.3829	-2.3829	-2.3829	-2.3829	-2.3829	-2.3829
4	0.7132	0.7132	0.7132	0.7132	0.7132	0.7132	0.7132	0.7132	0.7132	0.7132	0.7132
	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
5	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	-0.2332	-0.2332	-0.2332	-0.2332	-0.2332	-0.2332	-0.2332	-0.2332	-0.2332	-0.2332	-0.2332

外桁

SHEAR
SPAN 3

	1	2	3	4	5	6
101	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.
102	-0.0093	-0.0093	-0.0093	-0.0093	-0.0093	-0.0093
103	-0.0180	-0.0180	-0.0180	-0.0180	-0.0180	-0.0180
104	-0.0257	-0.0257	-0.0257	-0.0257	-0.0257	-0.0257
105	-0.0318	-0.0318	-0.0318	-0.0318	-0.0318	-0.0318
106	-0.0360	-0.0360	-0.0360	-0.0360	-0.0360	-0.0360
107	-0.0377	-0.0377	-0.0377	-0.0377	-0.0377	-0.0377
108	-0.0362	-0.0362	-0.0362	-0.0362	-0.0362	-0.0362
109	-0.0299	-0.0299	-0.0299	-0.0299	-0.0299	-0.0299
110	-0.0177	-0.0177	-0.0177	-0.0177	-0.0177	-0.0177
111	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
201	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
202	0.0221	0.0221	0.0221	0.0221	0.0221	0.0221
203	0.0469	0.0469	0.0469	0.0469	0.0469	0.0469
204	0.0724	0.0724	0.0724	0.0724	0.0724	0.0724
205	0.0954	0.0954	0.0954	0.0954	0.0954	0.0954
206	0.1127	0.1127	0.1127	0.1127	0.1127	0.1127
207	0.1208	0.1208	0.1208	0.1208	0.1208	0.1208
208	0.1165	0.1165	0.1165	0.1165	0.1165	0.1165
209	0.0966	0.0966	0.0966	0.0966	0.0966	0.0966
210	0.0576	0.0576	0.0576	0.0576	0.0576	0.0576
211	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
301	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
302	0.9258	-0.0742	-0.0742	-0.0742	-0.0742	-0.0742
303	0.8354	0.8354	-0.1646	-0.1646	-0.1646	-0.1646
304	0.7313	0.7313	0.7313	-0.2687	-0.2687	-0.2687
305	0.6180	0.6180	0.6180	0.6180	-0.3820	-0.3820
306	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	-0.5000
307	0.3820	0.3820	0.3820	0.3820	0.3820	0.3820
308	0.2687	0.2687	0.2687	0.2687	0.2687	0.2687
309	0.1646	0.1646	0.1646	0.1646	0.1646	0.1646
310	0.0742	0.0742	0.0742	0.0742	0.0742	0.0742
311	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
401	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
402	-0.0576	-0.0576	-0.0576	-0.0576	-0.0576	-0.0576
403	-0.0966	-0.0966	-0.0966	-0.0966	-0.0966	-0.0966
404	-0.1165	-0.1165	-0.1165	-0.1165	-0.1165	-0.1165
405	-0.1208	-0.1208	-0.1208	-0.1208	-0.1208	-0.1208
406	-0.1127	-0.1127	-0.1127	-0.1127	-0.1127	-0.1127
407	-0.0954	-0.0954	-0.0954	-0.0954	-0.0954	-0.0954
408	-0.0724	-0.0724	-0.0724	-0.0724	-0.0724	-0.0724
409	-0.0469	-0.0469	-0.0469	-0.0469	-0.0469	-0.0469
410	-0.0221	-0.0221	-0.0221	-0.0221	-0.0221	-0.0221
411	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
501	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
502	0.0177	0.0177	0.0177	0.0177	0.0177	0.0177
503	0.0299	0.0299	0.0299	0.0299	0.0299	0.0299
504	0.0362	0.0362	0.0362	0.0362	0.0362	0.0362
505	0.0377	0.0377	0.0377	0.0377	0.0377	0.0377
506	0.0360	0.0360	0.0360	0.0360	0.0360	0.0360
507	0.0318	0.0318	0.0318	0.0318	0.0318	0.0318
508	0.0257	0.0257	0.0257	0.0257	0.0257	0.0257
509	0.0180	0.0180	0.0180	0.0180	0.0180	0.0180
510	0.0093	0.0093	0.0093	0.0093	0.0093	0.0093
511	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000

外 桁

P. 16

1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	-0.8385	-0.8385	-0.8385	-0.8385	-0.8385	-0.8385
2	2.5638	2.5638	2.5638	2.5638	2.5638	2.5638
	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
3	17.3000	13.9684	10.9215	8.2110	5.8768	3.9427
	0.	-0.1284	-0.5415	-1.2910	-2.4168	-3.9427
4	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	-2.5638	-2.5638	-2.5638	-2.5638	-2.5638	-2.5638
5	0.8385	0.8385	0.8385	0.8385	0.8385	0.8385
	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000

4ト 桁

DEFLECTION*1000
SPAN 1

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
101	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.
102	0.	0.2674	0.4373	0.5211	0.5402	0.5075	0.4359	0.3361	0.2193	0.1022	0.0000
103	0.	0.4373	0.7729	0.9569	1.0108	0.9604	0.8313	0.6446	0.4222	0.1973	0.0000
104	0.	0.5211	0.9569	1.2508	1.3657	1.3225	1.1593	0.9074	0.5981	0.2805	-0.0000
105	0.	0.5402	1.0108	1.3657	1.5604	1.5590	1.3944	1.1069	0.7367	0.3473	0.0000
106	0.	0.5075	0.9604	1.3225	1.5590	1.6282	1.5053	1.2219	0.8253	0.3921	0.0000
107	0.	0.4359	0.8313	1.1594	1.3944	1.5053	1.4611	1.2315	0.8515	0.4095	0.0000
108	0.	0.3361	0.6446	0.9074	1.1069	1.2219	1.2315	1.1009	0.7949	0.3905	0.0000
109	0.	0.2192	0.4222	0.5981	0.7366	0.8253	0.8515	0.7949	0.6193	0.3191	0.0000
110	0.	0.1022	0.1973	0.2805	0.3473	0.3921	0.4095	0.3905	0.3191	0.1816	0.0000
111	0.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
201	0.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
202	-0.	-0.0798	-0.1540	-0.2192	-0.2717	-0.3074	-0.3220	-0.3087	-0.2553	-0.1510	-0.0000
203	-0.	-0.1359	-0.2625	-0.3735	-0.4630	-0.5238	-0.5488	-0.5261	-0.4350	-0.2573	-0.0000
204	-0.	-0.1671	-0.3226	-0.4590	-0.5690	-0.6438	-0.6745	-0.6466	-0.5346	-0.3162	-0.0000
205	-0.	-0.1744	-0.3368	-0.4792	-0.5941	-0.6721	-0.7041	-0.6750	-0.5581	-0.3301	0.0000
206	-0.	-0.1630	-0.3148	-0.4480	-0.5553	-0.6283	-0.6582	-0.6310	-0.5217	-0.3085	0.0001
207	-0.	-0.1380	-0.2664	-0.3791	-0.4699	-0.5316	-0.5570	-0.5339	-0.4414	-0.2611	0.0001
208	-0.	-0.1042	-0.2012	-0.2864	-0.3550	-0.4016	-0.4207	-0.4033	-0.3335	-0.1972	0.0000
209	-0.	-0.0668	-0.1291	-0.1836	-0.2276	-0.2575	-0.2698	-0.2587	-0.2138	-0.1265	0.0000
210	-0.	-0.0308	-0.0595	-0.0847	-0.1050	-0.1188	-0.1244	-0.1193	-0.0986	-0.0583	0.0001
211	0.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
301	0.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
302	0.	0.0237	0.0458	0.0652	0.0808	0.0914	0.0958	0.0918	0.0759	0.0450	0.0001
303	0.	0.0396	0.0764	0.1087	0.1347	0.1524	0.1597	0.1531	0.1266	0.0749	0.0000
304	0.	0.0477	0.0922	0.1311	0.1626	0.1839	0.1927	0.1847	0.1528	0.0904	0.0001
305	0.	0.0495	0.0956	0.1361	0.1687	0.1908	0.1999	0.1917	0.1585	0.0938	0.0001
306	0.	0.0463	0.0894	0.1271	0.1576	0.1783	0.1868	0.1791	0.1481	0.0877	0.0001
307	0.	0.0393	0.0759	0.1079	0.1338	0.1514	0.1586	0.1521	0.1258	0.0744	0.0001
308	0.	0.0299	0.0577	0.0821	0.1018	0.1151	0.1206	0.1157	0.0957	0.0566	0.0001
309	0.	0.0193	0.0374	0.0532	0.0659	0.0746	0.0781	0.0749	0.0619	0.0367	0.0001
310	0.	0.0090	0.0175	0.0248	0.0308	0.0348	0.0365	0.0350	0.0290	0.0172	0.0001
311	-0.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
401	-0.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0001	0.0001
402	-0.	-0.0071	-0.0136	-0.0194	-0.0241	-0.0272	-0.0285	-0.0273	-0.0225	-0.0133	0.0001
403	-0.	-0.0119	-0.0229	-0.0326	-0.0404	-0.0457	-0.0479	-0.0459	-0.0379	-0.0224	0.0001
404	-0.	-0.0143	-0.0276	-0.0393	-0.0487	-0.0551	-0.0578	-0.0554	-0.0458	-0.0270	0.0001
405	-0.	-0.0148	-0.0286	-0.0407	-0.0505	-0.0571	-0.0599	-0.0574	-0.0474	-0.0280	0.0001
406	-0.	-0.0138	-0.0267	-0.0380	-0.0471	-0.0533	-0.0558	-0.0535	-0.0442	-0.0261	0.0001
407	-0.	-0.0117	-0.0226	-0.0322	-0.0399	-0.0452	-0.0473	-0.0454	-0.0375	-0.0222	0.0000
408	-0.	-0.0089	-0.0172	-0.0245	-0.0303	-0.0343	-0.0359	-0.0345	-0.0285	-0.0169	-0.0000
409	-0.	-0.0058	-0.0111	-0.0158	-0.0196	-0.0222	-0.0233	-0.0223	-0.0184	-0.0109	0.0000
410	-0.	-0.0027	-0.0052	-0.0074	-0.0092	-0.0104	-0.0109	-0.0105	-0.0087	-0.0051	-0.0000
411	-0.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
501	-0.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
502	-0.	0.0022	0.0042	0.0060	0.0074	0.0084	0.0088	0.0084	0.0070	0.0041	0.0000
503	-0.	0.0037	0.0071	0.0101	0.0125	0.0142	0.0148	0.0142	0.0118	0.0069	0.0000
504	-0.	0.0044	0.0086	0.0122	0.0151	0.0171	0.0179	0.0172	0.0142	0.0084	0.0000
505	-0.	0.0046	0.0090	0.0127	0.0158	0.0179	0.0187	0.0179	0.0148	0.0088	0.0000
506	-0.	0.0044	0.0085	0.0122	0.0151	0.0170	0.0179	0.0171	0.0141	0.0084	-0.0000
507	-0.	0.0039	0.0076	0.0107	0.0133	0.0151	0.0158	0.0151	0.0125	0.0074	-0.0000
508	-0.	0.0031	0.0061	0.0087	0.0107	0.0121	0.0127	0.0122	0.0101	0.0059	-0.0000
509	-0.	0.0022	0.0043	0.0061	0.0075	0.0085	0.0089	0.0085	0.0071	0.0042	-0.0000
510	-0.	0.0011	0.0022	0.0031	0.0039	0.0044	0.0046	0.0044	0.0036	0.0021	-0.0001
511	0.	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0001	-0.0001	-0.0001	-0.0001

外 析

P. 18

1	0.	11.6500	21.5690	28.9338	33.2898	34.3306	32.1080	26.7622	18.6369	9.0653	0.0003
	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.0000
2	0.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0012
	0.	-3.6676	-7.0826	-10.0779	-12.4928	-14.1337	-14.8073	-14.1954	-11.7364	-6.9413	-0.0003
3	-0.	1.0530	2.0334	2.8935	3.5869	4.0581	4.2518	4.0766	3.3712	1.9952	0.0031
	0.	-0.0000	-0.0000	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
4	-0.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0017
	0.	-0.3148	-0.6080	-0.8651	-1.0723	-1.2132	-1.2708	-1.2181	-1.0066	-0.5946	-0.0000
5	0.	0.1030	0.1989	0.2830	0.3507	0.3968	0.4157	0.3984	0.3293	0.1944	0.0001
	0.	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0007

外桁

DEFLECTION*1000
SPAN 2

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
101	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.
102	0.0000	-0.0798	-0.1359	-0.1670	-0.1744	-0.1630	-0.1380	-0.1042	-0.0668	-0.0308	0.0000
103	0.0000	-0.1540	-0.2625	-0.3226	-0.3368	-0.3148	-0.2664	-0.2013	-0.1291	-0.0595	0.0000
104	-0.0000	-0.2192	-0.3735	-0.4590	-0.4793	-0.4480	-0.3791	-0.2864	-0.1837	-0.0847	-0.0000
105	0.0000	-0.2717	-0.4630	-0.5690	-0.5941	-0.5553	-0.4699	-0.3550	-0.2276	-0.1050	0.0000
106	0.0000	-0.3074	-0.5238	-0.6437	-0.6721	-0.6283	-0.5316	-0.4016	-0.2575	-0.1188	0.0000
107	0.0000	-0.3220	-0.5488	-0.6744	-0.7041	-0.6582	-0.5570	-0.4207	-0.2698	-0.1245	0.0000
108	0.0000	-0.3087	-0.5261	-0.6466	-0.6750	-0.6310	-0.5340	-0.4033	-0.2586	-0.1193	0.0000
109	0.0000	-0.2552	-0.4350	-0.5346	-0.5581	-0.5217	-0.4415	-0.3335	-0.2139	-0.0987	-0.0000
110	0.0000	-0.1509	-0.2572	-0.3162	-0.3301	-0.3085	-0.2611	-0.1972	-0.1265	-0.0583	0.0000
111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
201	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
202	-0.0000	0.1758	0.3120	0.3885	0.4080	0.3828	0.3246	0.2456	0.1576	0.0727	-0.0001
203	-0.0000	0.3121	0.6065	0.7884	0.8445	0.8009	0.6840	0.5199	0.3348	0.1549	-0.0000
204	-0.0000	0.3885	0.7883	1.1005	1.2303	1.1941	1.0344	0.7936	0.5142	0.2386	-0.0001
205	0.0000	0.4081	0.8445	1.2304	1.4673	1.4853	1.3186	1.0277	0.6727	0.3140	0.0000
206	0.0001	0.3829	0.8010	1.1943	1.4854	1.5970	1.4779	1.1811	0.7854	0.3699	0.0001
207	0.0001	0.3247	0.6841	1.0345	1.3187	1.4779	1.4536	1.2129	0.8276	0.3951	0.0001
208	0.0000	0.2457	0.5200	0.7937	1.0277	1.1810	1.2129	1.0823	0.7745	0.3787	0.0001
209	0.0000	0.1577	0.3349	0.5143	0.6727	0.7853	0.8275	0.7744	0.6014	0.3097	0.0001
210	0.0001	0.0729	0.1550	0.2388	0.3141	0.3699	0.3951	0.3788	0.3098	0.1772	0.0002
211	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
301	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
302	0.0001	-0.0559	-0.1191	-0.1837	-0.2421	-0.2858	-0.3065	-0.2957	-0.2450	-0.1461	0.0001
303	0.0000	-0.0933	-0.1987	-0.3066	-0.4039	-0.4768	-0.5113	-0.4933	-0.4088	-0.2438	0.0001
304	0.0001	-0.1125	-0.2396	-0.3697	-0.4872	-0.5751	-0.6167	-0.5949	-0.4930	-0.2940	0.0002
305	0.0001	-0.1168	-0.2487	-0.3837	-0.5056	-0.5968	-0.6399	-0.6174	-0.5116	-0.3051	0.0002
306	0.0001	-0.1091	-0.2323	-0.3585	-0.4723	-0.5576	-0.5979	-0.5768	-0.4780	-0.2850	0.0002
307	0.0001	-0.0926	-0.1972	-0.3043	-0.4010	-0.4734	-0.5075	-0.4896	-0.4057	-0.2420	0.0002
308	0.0001	-0.0703	-0.1499	-0.2313	-0.3048	-0.3599	-0.3859	-0.3723	-0.3085	-0.1839	0.0002
309	0.0001	-0.0456	-0.0971	-0.1499	-0.1975	-0.2331	-0.2500	-0.2412	-0.1998	-0.1192	0.0001
310	0.0001	-0.0212	-0.0452	-0.0699	-0.0921	-0.1087	-0.1166	-0.1125	-0.0932	-0.0555	0.0001
311	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
401	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
402	0.0001	0.0168	0.0357	0.0550	0.0725	0.0855	0.0917	0.0885	0.0734	0.0438	0.0002
403	0.0001	0.0281	0.0597	0.0921	0.1213	0.1432	0.1535	0.1481	0.1228	0.0733	0.0001
404	0.0001	0.0339	0.0720	0.1111	0.1464	0.1727	0.1852	0.1787	0.1481	0.0884	0.0001
405	0.0001	0.0351	0.0747	0.1152	0.1517	0.1791	0.1920	0.1853	0.1536	0.0917	0.0001
406	0.0001	0.0328	0.0697	0.1074	0.1415	0.1670	0.1791	0.1728	0.1432	0.0855	0.0001
407	0.0000	0.0277	0.0590	0.0910	0.1199	0.1415	0.1517	0.1463	0.1213	0.0724	0.0001
408	-0.0000	0.0210	0.0447	0.0690	0.0909	0.1073	0.1151	0.1110	0.0920	0.0549	-0.0000
409	0.0000	0.0136	0.0290	0.0448	0.0590	0.0696	0.0746	0.0720	0.0597	0.0356	0.0000
410	-0.0000	0.0064	0.0136	0.0210	0.0277	0.0327	0.0350	0.0338	0.0280	0.0167	-0.0000
411	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0001	0.0001
501	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
502	0.0000	-0.0051	-0.0109	-0.0168	-0.0222	-0.0262	-0.0280	-0.0270	-0.0224	-0.0133	0.0001
503	0.0000	-0.0087	-0.0185	-0.0285	-0.0375	-0.0443	-0.0475	-0.0458	-0.0380	-0.0227	-0.
504	0.0000	-0.0105	-0.0223	-0.0344	-0.0454	-0.0536	-0.0574	-0.0554	-0.0459	-0.0274	0.0000
505	0.0000	-0.0109	-0.0233	-0.0359	-0.0473	-0.0559	-0.0599	-0.0578	-0.0479	-0.0286	0.0000
506	-0.0000	-0.0105	-0.0222	-0.0343	-0.0452	-0.0534	-0.0572	-0.0552	-0.0458	-0.0273	-0.0000
507	-0.0000	-0.0092	-0.0197	-0.0303	-0.0400	-0.0472	-0.0506	-0.0488	-0.0404	-0.0241	-0.0000
508	-0.0000	-0.0075	-0.0159	-0.0245	-0.0323	-0.0381	-0.0409	-0.0394	-0.0327	-0.0195	-0.0001
509	-0.0000	-0.0053	-0.0112	-0.0172	-0.0227	-0.0268	-0.0287	-0.0277	-0.0230	-0.0138	-0.0001
510	-0.0001	-0.0028	-0.0058	-0.0090	-0.0118	-0.0139	-0.0149	-0.0144	-0.0120	-0.0072	-0.0001
511	-0.0001	-0.0001	-0.0001	-0.0001	-0.0001	-0.0001	-0.0001	-0.0001	-0.0001	-0.0001	-0.0001

4行

1	0.0004	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0005
	0.0000	-7.1582	-12.1994	-14.9925	-15.6530	-14.6321	-12.3817	-9.3530	-5.9977	-2.7672	-0.0000
2	0.0013	8.5404	17.4604	25.2005	30.3399	32.0897	30.2014	24.9682	17.2236	8.3417	0.0021
	-0.0002	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	-0.0004
3	0.0033	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0052
	0.	-2.4813	-5.2858	-8.1565	-10.7484	-12.6887	-13.6049	-13.1252	-10.8760	-6.4860	0.
4	0.0019	0.7459	1.5854	2.4451	3.2208	3.8015	4.0761	3.9325	3.2594	1.9454	0.0028
	-0.0000	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	-0.0000
5	0.0002	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003
	-0.0007	-0.2437	-0.5183	-0.7994	-1.0532	-1.2432	-1.3329	-1.2859	-1.0661	-0.6364	-0.0013

外 桁

DEFLECTION*1000

SPAN 3

	1	2	3	4	5	6
101	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.
102	0.0000	0.0237	0.0396	0.0477	0.0495	0.0463
103	0.0000	0.0458	0.0764	0.0921	0.0956	0.0893
104	-0.0000	0.0651	0.1087	0.1311	0.1360	0.1271
105	0.0000	0.0808	0.1348	0.1625	0.1687	0.1576
106	0.0000	0.0914	0.1524	0.1839	0.1908	0.1783
107	0.0000	0.0958	0.1597	0.1927	0.1999	0.1868
108	0.0000	0.0918	0.1531	0.1847	0.1916	0.1791
109	-0.0000	0.0759	0.1266	0.1527	0.1584	0.1480
110	0.0000	0.0449	0.0749	0.0903	0.0937	0.0876
111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
201	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
202	-0.0001	-0.0560	-0.0934	-0.1127	-0.1169	-0.1093
203	-0.0000	-0.1192	-0.1988	-0.2398	-0.2488	-0.2325
204	-0.0001	-0.1839	-0.3067	-0.3699	-0.3839	-0.3587
205	0.0000	-0.2422	-0.4040	-0.4873	-0.5057	-0.4725
206	0.0001	-0.2858	-0.4768	-0.5752	-0.5969	-0.5577
207	0.0001	-0.3065	-0.5112	-0.6167	-0.6400	-0.5979
208	0.0001	-0.2957	-0.4932	-0.5950	-0.6175	-0.5769
209	0.0001	-0.2450	-0.4087	-0.4931	-0.5117	-0.4781
210	0.0002	-0.1460	-0.2437	-0.2940	-0.3051	-0.2851
211	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
301	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
302	0.0002	0.1735	0.3020	0.3692	0.3856	0.3617
303	0.0001	0.3019	0.5815	0.7472	0.7986	0.7590
304	0.0002	0.3692	0.7474	1.0375	1.1602	1.1300
305	0.0002	0.3856	0.7988	1.1602	1.3831	1.4041
306	0.0002	0.3617	0.7591	1.1300	1.4041	1.5111
307	0.0002	0.3079	0.6515	0.9846	1.2533	1.4041
308	0.0002	0.2346	0.4991	0.7617	0.9846	1.1300
309	0.0001	0.1521	0.3248	0.4989	0.6514	0.7590
310	0.0002	0.0711	0.1521	0.2345	0.3079	0.3617
311	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
401	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
402	0.0002	-0.0555	-0.1191	-0.1839	-0.2419	-0.2850
403	0.0001	-0.0932	-0.1998	-0.3085	-0.4058	-0.4780
404	0.0001	-0.1125	-0.2411	-0.3723	-0.4897	-0.5769
405	0.0002	-0.1165	-0.2499	-0.3859	-0.5076	-0.5979
406	0.0001	-0.1087	-0.2331	-0.3599	-0.4734	-0.5576
407	0.0001	-0.0921	-0.1975	-0.3049	-0.4010	-0.4724
408	0.0000	-0.0700	-0.1499	-0.2315	-0.3044	-0.3586
409	0.0000	-0.0453	-0.0972	-0.1500	-0.1973	-0.2324
410	-0.0000	-0.0213	-0.0457	-0.0705	-0.0927	-0.1092
411	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
501	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
502	0.0001	0.0171	0.0367	0.0566	0.0744	0.0876
503	0.0000	0.0289	0.0619	0.0955	0.1257	0.1480
504	0.0000	0.0350	0.0749	0.1156	0.1520	0.1790
505	0.0000	0.0365	0.0781	0.1206	0.1585	0.1868
506	-0.0000	0.0348	0.0745	0.1150	0.1513	0.1782
507	-0.0000	0.0307	0.0659	0.1017	0.1337	0.1575
508	-0.0001	0.0247	0.0531	0.0820	0.1078	0.1270
509	-0.0001	0.0173	0.0373	0.0576	0.0757	0.0892
510	-0.0001	0.0089	0.0192	0.0298	0.0392	0.0461
511	-0.0001	-0.0001	-0.0001	-0.0001	-0.0001	-0.0001

外 杆

1	0.0006	2.1288	3.5502	4.2825	4.4439	4.1521
	-0.0000	0.	0.	0.	0.	0.
2	0.0023	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	-0.0003	-6.5056	-10.8520	-13.0917	-13.5853	-12.6929
3	0.0055	8.1580	16.6648	23.9567	28.8182	30.5198
	0.	0.	0.	0.	0.	0.
4	0.0032	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	-0.0000	-2.4742	-5.3046	-8.1914	-10.7737	-12.6914
5	0.0004	0.8092	1.7347	2.6787	3.5232	4.1502
	-0.0013	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000

中 析

REACTION

	1	2	3
101	1.0000	-0.	0.
102	0.8749	0.1578	-0.0421
103	0.7514	0.3116	-0.0814
104	0.6309	0.4588	-0.1158
105	0.5145	0.5964	-0.1432
106	0.4036	0.7213	-0.1614
107	0.2997	0.8304	-0.1680
108	0.2047	0.9189	-0.1596
109	0.1219	0.9794	-0.1308
110	0.0540	1.0055	-0.0770
111	0.0000	1.0000	-0.0000
201	0.0000	1.0000	-0.0000
202	-0.0424	0.9679	0.0961
203	-0.0728	0.9095	0.2093
204	-0.0897	0.8235	0.3376
205	-0.0938	0.7135	0.4748
206	-0.0877	0.5876	0.6121
207	-0.0742	0.4540	0.7407
208	-0.0560	0.3207	0.8518
209	-0.0359	0.1960	0.9366
210	-0.0166	0.0879	0.9864
211	-0.0000	0.0000	1.0000
301	-0.0000	0.0000	1.0000
302	0.0128	-0.0672	0.9802
303	0.0213	-0.1121	0.9264
304	0.0257	-0.1353	0.8410
305	0.0267	-0.1404	0.7318
306	0.0249	-0.1312	0.6063
307	0.0211	-0.1113	0.4722
308	0.0161	-0.0846	0.3371
309	0.0104	-0.0548	0.2088
310	0.0049	-0.0256	0.0949
311	0.0000	-0.0000	0.0000
401	0.0000	-0.0000	0.0000
402	-0.0038	0.0201	-0.0740
403	-0.0064	0.0337	-0.1240
404	-0.0077	0.0406	-0.1494
405	-0.0080	0.0420	-0.1544
406	-0.0074	0.0390	-0.1436
407	-0.0063	0.0329	-0.1212
408	-0.0047	0.0249	-0.0915
409	-0.0030	0.0160	-0.0590
410	-0.0014	0.0075	-0.0276
411	0.0000	-0.0000	0.0000
501	0.0000	-0.0000	0.0000
502	0.0011	-0.0061	0.0223
503	0.0020	-0.0103	0.0379
504	0.0024	-0.0126	0.0462
505	0.0025	-0.0132	0.0486
506	0.0024	-0.0127	0.0467
507	0.0021	-0.0113	0.0415
508	0.0017	-0.0091	0.0335
509	0.0012	-0.0064	0.0236
510	0.0006	-0.0033	0.0122
511	-0.	0.	-0.

中 桁

1	15.0700	22.4210	0.0000
	-0.	0.	-3.7343
2	0.0000	19.2391	19.8788
	-1.9687	0.	-0.0000
3	0.5668	0.0000	19.7178
	-0.0000	-2.9845	0.
4	0.0000	0.8881	0.0000
	-0.1686	-0.0000	-3.2686
5	0.0558	0.	1.0813
	-0.0000	-0.2938	-0.0000

中 桁

BENDING MOM.

SPAN 1

P. 25

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
101	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.
102	0.	3.0270	2.5940	2.1610	1.7279	1.2949	0.8619	0.4289	-0.0041	-0.4371	-0.8701
103	0.	2.5998	5.1996	4.3394	3.4792	2.6190	1.7588	0.8986	0.0384	-0.8218	-1.6820
104	0.	2.1828	4.3656	6.5484	5.2711	3.9939	2.7167	1.4395	0.1623	-1.1149	-2.3922
105	0.	1.7801	3.5602	5.3403	7.1204	5.4405	3.7606	2.0808	0.4009	-1.2790	-2.9589
106	0.	1.3966	2.7931	4.1897	5.5862	6.9828	4.9193	2.8559	0.7924	-1.2710	-3.3345
107	0.	1.0369	2.0738	3.1107	4.1476	5.1845	6.2214	3.7983	1.3752	-1.0479	-3.4710
108	0.	0.7082	1.4164	2.1247	2.8329	3.5411	4.2493	4.9576	2.2058	-0.5460	-3.2978
109	0.	0.4217	0.8433	1.2650	1.6867	2.1084	2.5300	2.9517	3.3734	0.3350	-2.7033
110	0.	0.1870	0.3740	0.5610	0.7480	0.9350	1.1220	1.3090	1.4960	1.6830	-1.5900
111	0.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
201	0.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
202	-0.	-0.1467	-0.2934	-0.4400	-0.5867	-0.7334	-0.8801	-1.0267	-1.1734	-1.3201	-1.4668
203	-0.	-0.2518	-0.5037	-0.7555	-1.0074	-1.2592	-1.5111	-1.7629	-2.0148	-2.2666	-2.5185
204	-0.	-0.3104	-0.6208	-0.9312	-1.2416	-1.5521	-1.8625	-2.1729	-2.4833	-2.7937	-3.1041
205	-0.	-0.3244	-0.6489	-0.9733	-1.2978	-1.6222	-1.9466	-2.2711	-2.5955	-2.9200	-3.2444
206	-0.	-0.3034	-0.6068	-0.9102	-1.2135	-1.5169	-1.8203	-2.1237	-2.4271	-2.7305	-3.0339
207	-0.	-0.2567	-0.5134	-0.7701	-1.0268	-1.2835	-1.5402	-1.7969	-2.0535	-2.3102	-2.5669
208	-0.	-0.1938	-0.3876	-0.5814	-0.7752	-0.9691	-1.1629	-1.3567	-1.5506	-1.7443	-1.9381
209	-0.	-0.1242	-0.2484	-0.3726	-0.4968	-0.6209	-0.7451	-0.8693	-0.9935	-1.1177	-1.2419
210	-0.	-0.0573	-0.1146	-0.1718	-0.2291	-0.2864	-0.3437	-0.4009	-0.4582	-0.5155	-0.5728
211	0.	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
301	0.	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
302	0.	0.0441	0.0883	0.1324	0.1766	0.2207	0.2649	0.3090	0.3532	0.3973	0.4415
303	0.	0.0737	0.1474	0.2211	0.2947	0.3684	0.4421	0.5158	0.5895	0.6632	0.7368
304	0.	0.0889	0.1778	0.2667	0.3556	0.4445	0.5334	0.6223	0.7112	0.8001	0.8890
305	0.	0.0923	0.1845	0.2768	0.3690	0.4613	0.5535	0.6458	0.7380	0.8303	0.9225
306	0.	0.0862	0.1724	0.2585	0.3447	0.4309	0.5171	0.6033	0.6895	0.7756	0.8618
307	0.	0.0732	0.1463	0.2195	0.2926	0.3658	0.4389	0.5121	0.5852	0.6584	0.7316
308	0.	0.0556	0.1112	0.1668	0.2225	0.2781	0.3337	0.3893	0.4449	0.5005	0.5562
309	0.	0.0360	0.0720	0.1080	0.1441	0.1801	0.2161	0.2521	0.2881	0.3241	0.3602
310	0.	0.0168	0.0336	0.0504	0.0672	0.0841	0.1009	0.1177	0.1345	0.1513	0.1681
311	-0.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
401	-0.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
402	-0.	-0.0132	-0.0264	-0.0396	-0.0528	-0.0660	-0.0792	-0.0925	-0.1057	-0.1189	-0.1321
403	-0.	-0.0221	-0.0443	-0.0664	-0.0885	-0.1107	-0.1328	-0.1549	-0.1771	-0.1992	-0.2214
404	-0.	-0.0267	-0.0533	-0.0800	-0.1067	-0.1333	-0.1600	-0.1866	-0.2133	-0.2400	-0.2666
405	-0.	-0.0276	-0.0551	-0.0827	-0.1103	-0.1378	-0.1654	-0.1930	-0.2205	-0.2481	-0.2757
406	-0.	-0.0256	-0.0513	-0.0769	-0.1025	-0.1282	-0.1538	-0.1794	-0.2051	-0.2307	-0.2563
407	-0.	-0.0216	-0.0433	-0.0649	-0.0865	-0.1081	-0.1298	-0.1514	-0.1730	-0.1947	-0.2163
408	-0.	-0.0163	-0.0327	-0.0490	-0.0654	-0.0817	-0.0980	-0.1144	-0.1307	-0.1470	-0.1634
409	-0.	-0.0105	-0.0211	-0.0316	-0.0421	-0.0527	-0.0632	-0.0738	-0.0843	-0.0948	-0.1054
410	-0.	-0.0049	-0.0099	-0.0148	-0.0197	-0.0247	-0.0296	-0.0345	-0.0395	-0.0444	-0.0493
411	-0.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
501	-0.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
502	-0.	0.0040	0.0080	0.0119	0.0159	0.0199	0.0239	0.0278	0.0318	0.0358	0.0398
503	-0.	0.0068	0.0135	0.0203	0.0271	0.0338	0.0406	0.0473	0.0541	0.0609	0.0676
504	-0.	0.0083	0.0165	0.0248	0.0330	0.0413	0.0495	0.0578	0.0660	0.0743	0.0825
505	-0.	0.0087	0.0174	0.0261	0.0347	0.0434	0.0521	0.0608	0.0695	0.0782	0.0868
506	-0.	0.0083	0.0167	0.0250	0.0334	0.0417	0.0501	0.0584	0.0667	0.0751	0.0834
507	-0.	0.0074	0.0148	0.0222	0.0296	0.0370	0.0444	0.0518	0.0592	0.0666	0.0740
508	-0.	0.0060	0.0120	0.0180	0.0239	0.0299	0.0359	0.0419	0.0479	0.0539	0.0598
509	-0.	0.0042	0.0084	0.0126	0.0168	0.0210	0.0252	0.0295	0.0337	0.0379	0.0421
510	-0.	0.0022	0.0044	0.0065	0.0087	0.0109	0.0131	0.0152	0.0174	0.0196	0.0218
511	0.	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000

中桁

1	0.	46.1565	80.3414	102.5548	112.7965	111.0666	97.3651	71.6921	34.0552	6.6233	0.0000
	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	-0.0078	-22.1922	-77.1567
2	0.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	0.	-6.8118	-13.6236	-20.4354	-27.2472	-34.0591	-40.8709	-47.6827	-54.4945	-61.3063	-68.1181
3	-0.	1.9610	3.9220	5.8830	7.8440	9.8050	11.7660	13.7271	15.6881	17.6491	19.6101
	0.	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
4	-0.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	0.	-0.5835	-1.1670	-1.7505	-2.3340	-2.9175	-3.5010	-4.0846	-4.6681	-5.2516	-5.8351
5	0.	0.1930	0.3861	0.5791	0.7721	0.9652	1.1582	1.3512	1.5443	1.7373	1.9303
	0.	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000

中 桁

BENDING MOM.
SPAN 2

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
101	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.
102	-0.8701	-0.7573	-0.6445	-0.5317	-0.4189	-0.3061	-0.1933	-0.0805	0.0323	0.1451	0.2580
103	-1.6820	-1.4639	-1.2458	-1.0278	-0.8097	-0.5917	-0.3736	-0.1556	0.0625	0.2806	0.4986
104	-2.3922	-2.0820	-1.7719	-1.4618	-1.1516	-0.8415	-0.5314	-0.2212	0.0889	0.3990	0.7092
105	-2.9589	-2.5753	-2.1917	-1.8081	-1.4245	-1.0409	-0.6573	-0.2737	0.1100	0.4936	0.8772
106	-3.3345	-2.9022	-2.4699	-2.0376	-1.6053	-1.1730	-0.7407	-0.3084	0.1239	0.5562	0.9885
107	-3.4710	-3.0210	-2.5710	-2.1210	-1.6710	-1.2210	-0.7710	-0.3210	0.1290	0.5790	1.0290
108	-3.2978	-2.8702	-2.4427	-2.0151	-1.5876	-1.1601	-0.7325	-0.3050	0.1225	0.5501	0.9776
109	-2.7033	-2.3528	-2.0023	-1.6519	-1.3014	-0.9509	-0.6005	-0.2500	0.1005	0.4509	0.8014
110	-1.5900	-1.3838	-1.1777	-0.9716	-0.7654	-0.5593	-0.3532	-0.1470	0.0591	0.2652	0.4714
111	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
201	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
202	-1.4668	1.7354	1.4776	1.2198	0.9620	0.7042	0.4464	0.1887	-0.0691	-0.3269	-0.5847
203	-2.5185	0.3765	3.2715	2.7065	2.1415	1.5765	1.0115	0.4465	-0.1185	-0.6835	-1.2485
204	-3.1041	-0.5653	1.9735	4.5123	3.5912	2.6700	1.7488	0.8276	-0.0936	-1.0147	-1.9359
205	-3.2444	-1.1003	1.0439	3.1880	5.3322	4.0163	2.7005	1.3846	0.0688	-1.2470	-2.5629
206	-3.0339	-1.3042	0.4255	2.1551	3.8848	5.6144	3.8841	2.1538	0.4234	-1.3069	-3.0373
207	-2.5669	-1.2529	0.0611	1.3751	2.6891	4.0031	5.3171	3.1711	1.0252	-1.1208	-3.2668
208	-1.9381	-1.0222	-0.1064	0.8095	1.7254	2.6412	3.5571	4.4729	1.9288	-0.6153	-3.1595
209	-1.2419	-0.6880	-0.1341	0.4198	0.9737	1.5276	2.0815	2.6354	3.1892	0.2831	-2.6230
210	-0.5728	-0.3260	-0.0792	0.1675	0.4143	0.6610	0.9078	1.1545	1.4013	1.6481	-1.5652
211	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
301	-0.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
302	0.4415	0.2531	0.0648	-0.1235	-0.3118	-0.5002	-0.6885	-0.8768	-1.0651	-1.2535	-1.4418
303	0.7368	0.4225	0.1082	-0.2062	-0.5205	-0.8348	-1.1492	-1.4635	-1.7778	-2.0922	-2.4065
304	0.8890	0.5098	0.1305	-0.2487	-0.6280	-1.0072	-1.3865	-1.7657	-2.1450	-2.5242	-2.9035
305	0.9225	0.5290	0.1355	-0.2581	-0.6516	-1.0452	-1.4387	-1.8322	-2.2258	-2.6193	-3.0128
306	0.8618	0.4942	0.1265	-0.2412	-0.6088	-0.9765	-1.3441	-1.7118	-2.0794	-2.4471	-2.8148
307	0.7316	0.4195	0.1074	-0.2046	-0.5167	-0.8288	-1.1409	-1.4529	-1.7650	-2.0771	-2.3891
308	0.5562	0.3189	0.0817	-0.1556	-0.3928	-0.6301	-0.8673	-1.1046	-1.3418	-1.5790	-1.8163
309	0.3602	0.2065	0.0529	-0.1008	-0.2544	-0.4080	-0.5617	-0.7153	-0.8689	-1.0226	-1.1762
310	0.1681	0.0964	0.0247	-0.0470	-0.1187	-0.1904	-0.2621	-0.3339	-0.4056	-0.4773	-0.5490
311	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
401	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0000
402	-0.1321	-0.0757	-0.0194	0.0370	0.0933	0.1497	0.2060	0.2624	0.3187	0.3751	0.4314
403	-0.2214	-0.1269	-0.0325	0.0619	0.1564	0.2508	0.3452	0.4397	0.5341	0.6285	0.7230
404	-0.2666	-0.1529	-0.0391	0.0746	0.1884	0.3021	0.4159	0.5296	0.6434	0.7571	0.8709
405	-0.2757	-0.1581	-0.0405	0.0771	0.1948	0.3124	0.4300	0.5476	0.6652	0.7828	0.9004
406	-0.2563	-0.1470	-0.0376	0.0717	0.1811	0.2904	0.3998	0.5091	0.6184	0.7278	0.8371
407	-0.2163	-0.1240	-0.0317	0.0605	0.1528	0.2451	0.3373	0.4296	0.5219	0.6141	0.7064
408	-0.1634	-0.0937	-0.0240	0.0457	0.1154	0.1851	0.2548	0.3245	0.3942	0.4639	0.5336
409	-0.1054	-0.0604	-0.0155	0.0295	0.0744	0.1194	0.1643	0.2093	0.2542	0.2992	0.3441
410	-0.0493	-0.0283	-0.0072	0.0138	0.0349	0.0559	0.0770	0.0980	0.1191	0.1401	0.1612
411	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
501	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
502	0.0398	0.0228	0.0058	-0.0111	-0.0281	-0.0451	-0.0620	-0.0790	-0.0960	-0.1129	-0.1299
503	0.0676	0.0388	0.0099	-0.0189	-0.0478	-0.0766	-0.1055	-0.1343	-0.1632	-0.1920	-0.2209
504	0.0825	0.0473	0.0121	-0.0231	-0.0583	-0.0935	-0.1287	-0.1639	-0.1991	-0.2343	-0.2695
505	0.0868	0.0498	0.0127	-0.0243	-0.0613	-0.0984	-0.1354	-0.1725	-0.2095	-0.2466	-0.2836
506	0.0834	0.0478	0.0122	-0.0233	-0.0589	-0.0945	-0.1301	-0.1657	-0.2013	-0.2369	-0.2725
507	0.0740	0.0424	0.0109	-0.0207	-0.0523	-0.0839	-0.1155	-0.1470	-0.1786	-0.2102	-0.2418
508	0.0598	0.0343	0.0088	-0.0167	-0.0423	-0.0678	-0.0933	-0.1189	-0.1444	-0.1699	-0.1955
509	0.0421	0.0241	0.0062	-0.0118	-0.0297	-0.0477	-0.0656	-0.0836	-0.1015	-0.1195	-0.1374
510	0.0218	0.0125	0.0032	-0.0061	-0.0154	-0.0247	-0.0340	-0.0432	-0.0525	-0.0618	-0.0711
511	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000

中 桁

P.28

1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	2.8673	12.8703	22.8733
	-77.1568	-67.1538	-57.1508	-47.1478	-37.1448	-27.1418	-17.1388	-7.1358	0.	0.	0.
2	0.0000	6.9164	28.4886	57.2759	75.1307	81.0140	74.9256	56.8656	27.7385	6.3465	0.0000
	-68.1181	-21.2649	-1.0391	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.9044	-21.5156	-69.1439
3	19.6101	11.2446	2.8792	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-5.4863	-13.8517	-22.2172	-30.5827	-38.9481	-47.3136	-55.6790	-64.0445
4	0.0000	0.0000	0.0000	1.6329	4.1222	6.6115	9.1008	11.5901	14.0794	16.5687	19.0581
	-5.8351	-3.3458	-0.8565	0.	0.	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
5	1.9303	1.1068	0.2834	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.5401	-1.3636	-2.1871	-3.0106	-3.8341	-4.6575	-5.4810	-6.3045

中 桁

BENDING MOM.

SPAN - 3

	1	2	3	4	5	6
101	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.
102	0.2580	0.2250	0.1921	0.1592	0.1263	0.0934
103	0.4986	0.4350	0.3714	0.3078	0.2442	0.1806
104	0.7092	0.6187	0.5282	0.4378	0.3473	0.2568
105	0.8772	0.7653	0.6534	0.5415	0.4296	0.3177
106	0.9885	0.8624	0.7363	0.6102	0.4841	0.3580
107	1.0290	0.8977	0.7665	0.6352	0.5039	0.3727
108	0.9776	0.8529	0.7282	0.6035	0.4788	0.3541
109	0.8014	0.6992	0.5969	0.4947	0.3925	0.2903
110	0.4714	0.4112	0.3511	0.2910	0.2309	0.1707
111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0000
201	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0000
202	-0.5847	-0.5101	-0.4356	-0.3610	-0.2864	-0.2118
203	-1.2485	-1.0892	-0.9300	-0.7707	-0.6115	-0.4522
204	-1.9359	-1.6890	-1.4420	-1.1951	-0.9481	-0.7012
205	-2.5629	-2.2360	-1.9090	-1.5821	-1.2552	-0.9282
206	-3.0373	-2.6498	-2.2624	-1.8749	-1.4875	-1.1001
207	-3.2668	-2.8501	-2.4334	-2.0167	-1.5999	-1.1832
208	-3.1595	-2.7564	-2.3534	-1.9504	-1.5473	-1.1443
209	-2.6230	-2.2884	-1.9538	-1.6192	-1.2846	-0.9500
210	-1.5652	-1.3655	-1.1659	-0.9662	-0.7666	-0.5669
211	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
301	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
302	-1.4418	1.7615	1.5048	1.2481	0.9913	0.7346
303	-2.4065	0.4845	3.3756	2.8066	2.2376	1.6687
304	-2.9035	-0.3728	2.1580	4.6887	3.7594	2.8301
305	-3.0128	-0.8745	1.2639	3.4023	5.5406	4.2190
306	-2.8148	-1.0848	0.6452	2.3752	4.1052	5.8352
307	-2.3891	-1.0675	0.2541	1.5758	2.8974	4.2190
308	-1.8163	-0.8870	0.0423	0.9716	1.9008	2.8301
309	-1.1762	-0.6072	-0.0383	0.5307	1.0997	1.6687
310	-0.5490	-0.2923	-0.0355	0.2212	0.4779	0.7346
311	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
401	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
402	0.4314	0.2317	0.0321	-0.1676	-0.3672	-0.5669
403	0.7230	0.3884	0.0538	-0.2808	-0.6154	-0.9500
404	0.8709	0.4678	0.0648	-0.3382	-0.7413	-1.1443
405	0.9004	0.4837	0.0670	-0.3497	-0.7665	-1.1832
406	0.8371	0.4497	0.0623	-0.3252	-0.7126	-1.1001
407	0.7064	0.3795	0.0525	-0.2744	-0.6013	-0.9282
408	0.5336	0.2867	0.0397	-0.2073	-0.4542	-0.7012
409	0.3441	0.1849	0.0256	-0.1337	-0.2929	-0.4522
410	0.1612	0.0866	0.0120	-0.0626	-0.1372	-0.2118
411	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.	0.0000	0.0000
501	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
502	-0.1299	-0.0698	-0.0097	0.0505	0.1106	0.1707
503	-0.2209	-0.1187	-0.0164	0.0858	0.1880	0.2903
504	-0.2695	-0.1447	-0.0200	0.1047	0.2294	0.3541
505	-0.2836	-0.1524	-0.0211	0.1102	0.2414	0.3727
506	-0.2725	-0.1464	-0.0203	0.1058	0.2319	0.3580
507	-0.2418	-0.1299	-0.0180	0.0939	0.2058	0.3177
508	-0.1955	-0.1050	-0.0145	0.0759	0.1664	0.2568
509	-0.1374	-0.0738	-0.0102	0.0534	0.1170	0.1806
510	-0.0711	-0.0382	-0.0053	0.0276	0.0605	0.0934
511	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000

中 桁

P. 30

1	22.8733	19.9555	17.0377	14.1200	11.2022	8.2844
	0.	0.	0.	0.	0.	-0.0000
2	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	-69.1440	-60.3238	-51.5036	-42.6834	-33.8632	-25.0430
3	0.0000	7.4068	31.9489	61.6573	79.6147	85.6005
	-64.0445	-17.5791	-0.2206	0.	-0.0000	-0.0000
4	19.0581	10.2379	1.4177	0.	0.0000	0.0000
	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-7.4025	-16.2227	-25.0429
5	0.0000	0.0000	0.	2.4488	5.3665	8.2843
	-6.3045	-3.3868	-0.4690	-0.0000	-0.0000	-0.0000

中 桁

SHEAR

SPAN 1

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
101	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.
102	0.8749	-0.1251	-0.1251	-0.1251	-0.1251	-0.1251	-0.1251	-0.1251	-0.1251	-0.1251	-0.1251
103	0.7514	0.7514	-0.2486	-0.2486	-0.2486	-0.2486	-0.2486	-0.2486	-0.2486	-0.2486	-0.2486
104	0.6309	0.6309	0.6309	-0.3691	-0.3691	-0.3691	-0.3691	-0.3691	-0.3691	-0.3691	-0.3691
105	0.5145	0.5145	0.5145	0.5145	-0.4855	-0.4855	-0.4855	-0.4855	-0.4855	-0.4855	-0.4855
106	0.4036	0.4036	0.4036	0.4036	0.4036	-0.5964	-0.5964	-0.5964	-0.5964	-0.5964	-0.5964
107	0.2997	0.2997	0.2997	0.2997	0.2997	0.2997	-0.7003	-0.7003	-0.7003	-0.7003	-0.7003
108	0.2047	0.2047	0.2047	0.2047	0.2047	0.2047	0.2047	-0.7953	-0.7953	-0.7953	-0.7953
109	0.1219	0.1219	0.1219	0.1219	0.1219	0.1219	0.1219	0.1219	-0.8781	-0.8781	-0.8781
110	0.0540	0.0540	0.0540	0.0540	0.0540	0.0540	0.0540	0.0540	0.0540	-0.9460	-0.9460
111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-1.0000
201	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
202	-0.0424	-0.0424	-0.0424	-0.0424	-0.0424	-0.0424	-0.0424	-0.0424	-0.0424	-0.0424	-0.0424
203	-0.0728	-0.0728	-0.0728	-0.0728	-0.0728	-0.0728	-0.0728	-0.0728	-0.0728	-0.0728	-0.0728
204	-0.0897	-0.0897	-0.0897	-0.0897	-0.0897	-0.0897	-0.0897	-0.0897	-0.0897	-0.0897	-0.0897
205	-0.0938	-0.0938	-0.0938	-0.0938	-0.0938	-0.0938	-0.0938	-0.0938	-0.0938	-0.0938	-0.0938
206	-0.0877	-0.0877	-0.0877	-0.0877	-0.0877	-0.0877	-0.0877	-0.0877	-0.0877	-0.0877	-0.0877
207	-0.0742	-0.0742	-0.0742	-0.0742	-0.0742	-0.0742	-0.0742	-0.0742	-0.0742	-0.0742	-0.0742
208	-0.0560	-0.0560	-0.0560	-0.0560	-0.0560	-0.0560	-0.0560	-0.0560	-0.0560	-0.0560	-0.0560
209	-0.0359	-0.0359	-0.0359	-0.0359	-0.0359	-0.0359	-0.0359	-0.0359	-0.0359	-0.0359	-0.0359
210	-0.0166	-0.0166	-0.0166	-0.0166	-0.0166	-0.0166	-0.0166	-0.0166	-0.0166	-0.0166	-0.0166
211	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
301	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
302	0.0128	0.0128	0.0128	0.0128	0.0128	0.0128	0.0128	0.0128	0.0128	0.0128	0.0128
303	0.0213	0.0213	0.0213	0.0213	0.0213	0.0213	0.0213	0.0213	0.0213	0.0213	0.0213
304	0.0257	0.0257	0.0257	0.0257	0.0257	0.0257	0.0257	0.0257	0.0257	0.0257	0.0257
305	0.0267	0.0267	0.0267	0.0267	0.0267	0.0267	0.0267	0.0267	0.0267	0.0267	0.0267
306	0.0249	0.0249	0.0249	0.0249	0.0249	0.0249	0.0249	0.0249	0.0249	0.0249	0.0249
307	0.0211	0.0211	0.0211	0.0211	0.0211	0.0211	0.0211	0.0211	0.0211	0.0211	0.0211
308	0.0161	0.0161	0.0161	0.0161	0.0161	0.0161	0.0161	0.0161	0.0161	0.0161	0.0161
309	0.0104	0.0104	0.0104	0.0104	0.0104	0.0104	0.0104	0.0104	0.0104	0.0104	0.0104
310	0.0049	0.0049	0.0049	0.0049	0.0049	0.0049	0.0049	0.0049	0.0049	0.0049	0.0049
311	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
401	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
402	-0.0038	-0.0038	-0.0038	-0.0038	-0.0038	-0.0038	-0.0038	-0.0038	-0.0038	-0.0038	-0.0038
403	-0.0064	-0.0064	-0.0064	-0.0064	-0.0064	-0.0064	-0.0064	-0.0064	-0.0064	-0.0064	-0.0064
404	-0.0077	-0.0077	-0.0077	-0.0077	-0.0077	-0.0077	-0.0077	-0.0077	-0.0077	-0.0077	-0.0077
405	-0.0080	-0.0080	-0.0080	-0.0080	-0.0080	-0.0080	-0.0080	-0.0080	-0.0080	-0.0080	-0.0080
406	-0.0074	-0.0074	-0.0074	-0.0074	-0.0074	-0.0074	-0.0074	-0.0074	-0.0074	-0.0074	-0.0074
407	-0.0063	-0.0063	-0.0063	-0.0063	-0.0063	-0.0063	-0.0063	-0.0063	-0.0063	-0.0063	-0.0063
408	-0.0047	-0.0047	-0.0047	-0.0047	-0.0047	-0.0047	-0.0047	-0.0047	-0.0047	-0.0047	-0.0047
409	-0.0030	-0.0030	-0.0030	-0.0030	-0.0030	-0.0030	-0.0030	-0.0030	-0.0030	-0.0030	-0.0030
410	-0.0014	-0.0014	-0.0014	-0.0014	-0.0014	-0.0014	-0.0014	-0.0014	-0.0014	-0.0014	-0.0014
411	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
501	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
502	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011
503	0.0020	0.0020	0.0020	0.0020	0.0020	0.0020	0.0020	0.0020	0.0020	0.0020	0.0020
504	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024
505	0.0025	0.0025	0.0025	0.0025	0.0025	0.0025	0.0025	0.0025	0.0025	0.0025	0.0025
506	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024
507	0.0021	0.0021	0.0021	0.0021	0.0021	0.0021	0.0021	0.0021	0.0021	0.0021	0.0021
508	0.0017	0.0017	0.0017	0.0017	0.0017	0.0017	0.0017	0.0017	0.0017	0.0017	0.0017
509	0.0012	0.0012	0.0012	0.0012	0.0012	0.0012	0.0012	0.0012	0.0012	0.0012	0.0012
510	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006
511	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000

中 桁

1	15.0700	11.8265	9.0131	6.6219	4.6404	3.0521	1.8353	0.9628	0.3978	0.0935	0.
	0.	-0.2165	-0.8631	-1.9318	-3.4104	-5.2820	-7.5253	-10.1128	-13.0078	-16.1635	-19.5300
2	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	-1.9687	-1.9687	-1.9687	-1.9687	-1.9687	-1.9687	-1.9687	-1.9687	-1.9687	-1.9687	-1.9687
3	0.5668	0.5668	0.5668	0.5668	0.5668	0.5668	0.5668	0.5668	0.5668	0.5668	0.5668
	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
4	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	-0.1686	-0.1686	-0.1686	-0.1686	-0.1686	-0.1686	-0.1686	-0.1686	-0.1686	-0.1686	-0.1686
5	0.0558	0.0558	0.0558	0.0558	0.0558	0.0558	0.0558	0.0558	0.0558	0.0558	0.0558
	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000

中 桁

SHEAR

SPAN 2

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
101	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.
102	0.0326	0.0326	0.0326	0.0326	0.0326	0.0326	0.0326	0.0326	0.0326	0.0326	0.0326
103	0.0630	0.0630	0.0630	0.0630	0.0630	0.0630	0.0630	0.0630	0.0630	0.0630	0.0630
104	0.0896	0.0896	0.0896	0.0896	0.0896	0.0896	0.0896	0.0896	0.0896	0.0896	0.0896
105	0.1109	0.1109	0.1109	0.1109	0.1109	0.1109	0.1109	0.1109	0.1109	0.1109	0.1109
106	0.1249	0.1249	0.1249	0.1249	0.1249	0.1249	0.1249	0.1249	0.1249	0.1249	0.1249
107	0.1301	0.1301	0.1301	0.1301	0.1301	0.1301	0.1301	0.1301	0.1301	0.1301	0.1301
108	0.1236	0.1236	0.1236	0.1236	0.1236	0.1236	0.1236	0.1236	0.1236	0.1236	0.1236
109	0.1013	0.1013	0.1013	0.1013	0.1013	0.1013	0.1013	0.1013	0.1013	0.1013	0.1013
110	0.0596	0.0596	0.0596	0.0596	0.0596	0.0596	0.0596	0.0596	0.0596	0.0596	0.0596
111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
201	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
202	0.9255	-0.0745	-0.0745	-0.0745	-0.0745	-0.0745	-0.0745	-0.0745	-0.0745	-0.0745	-0.0745
203	0.8367	0.8367	-0.1633	-0.1633	-0.1633	-0.1633	-0.1633	-0.1633	-0.1633	-0.1633	-0.1633
204	0.7338	0.7338	0.7338	-0.2662	-0.2662	-0.2662	-0.2662	-0.2662	-0.2662	-0.2662	-0.2662
205	0.6197	0.6197	0.6197	0.6197	-0.3803	-0.3803	-0.3803	-0.3803	-0.3803	-0.3803	-0.3803
206	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	-0.5001	-0.5001	-0.5001	-0.5001	-0.5001	-0.5001
207	0.3798	0.3798	0.3798	0.3798	0.3798	0.3798	-0.6202	-0.6202	-0.6202	-0.6202	-0.6202
208	0.2647	0.2647	0.2647	0.2647	0.2647	0.2647	0.2647	-0.7353	-0.7353	-0.7353	-0.7353
209	0.1601	0.1601	0.1601	0.1601	0.1601	0.1601	0.1601	0.1601	-0.8399	-0.8399	-0.8399
210	0.0713	0.0713	0.0713	0.0713	0.0713	0.0713	0.0713	0.0713	0.0713	-0.9287	-0.9287
211	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-1.0000
301	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
302	-0.0544	-0.0544	-0.0544	-0.0544	-0.0544	-0.0544	-0.0544	-0.0544	-0.0544	-0.0544	-0.0544
303	-0.0908	-0.0908	-0.0908	-0.0908	-0.0908	-0.0908	-0.0908	-0.0908	-0.0908	-0.0908	-0.0908
304	-0.1096	-0.1096	-0.1096	-0.1096	-0.1096	-0.1096	-0.1096	-0.1096	-0.1096	-0.1096	-0.1096
305	-0.1137	-0.1137	-0.1137	-0.1137	-0.1137	-0.1137	-0.1137	-0.1137	-0.1137	-0.1137	-0.1137
306	-0.1063	-0.1063	-0.1063	-0.1063	-0.1063	-0.1063	-0.1063	-0.1063	-0.1063	-0.1063	-0.1063
307	-0.0902	-0.0902	-0.0902	-0.0902	-0.0902	-0.0902	-0.0902	-0.0902	-0.0902	-0.0902	-0.0902
308	-0.0686	-0.0686	-0.0686	-0.0686	-0.0686	-0.0686	-0.0686	-0.0686	-0.0686	-0.0686	-0.0686
309	-0.0444	-0.0444	-0.0444	-0.0444	-0.0444	-0.0444	-0.0444	-0.0444	-0.0444	-0.0444	-0.0444
310	-0.0207	-0.0207	-0.0207	-0.0207	-0.0207	-0.0207	-0.0207	-0.0207	-0.0207	-0.0207	-0.0207
311	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
401	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
402	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163	0.0163
403	0.0273	0.0273	0.0273	0.0273	0.0273	0.0273	0.0273	0.0273	0.0273	0.0273	0.0273
404	0.0329	0.0329	0.0329	0.0329	0.0329	0.0329	0.0329	0.0329	0.0329	0.0329	0.0329
405	0.0340	0.0340	0.0340	0.0340	0.0340	0.0340	0.0340	0.0340	0.0340	0.0340	0.0340
406	0.0316	0.0316	0.0316	0.0316	0.0316	0.0316	0.0316	0.0316	0.0316	0.0316	0.0316
407	0.0267	0.0267	0.0267	0.0267	0.0267	0.0267	0.0267	0.0267	0.0267	0.0267	0.0267
408	0.0201	0.0201	0.0201	0.0201	0.0201	0.0201	0.0201	0.0201	0.0201	0.0201	0.0201
409	0.0130	0.0130	0.0130	0.0130	0.0130	0.0130	0.0130	0.0130	0.0130	0.0130	0.0130
410	0.0061	0.0061	0.0061	0.0061	0.0061	0.0061	0.0061	0.0061	0.0061	0.0061	0.0061
411	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
501	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
502	-0.0049	-0.0049	-0.0049	-0.0049	-0.0049	-0.0049	-0.0049	-0.0049	-0.0049	-0.0049	-0.0049
503	-0.0083	-0.0083	-0.0083	-0.0083	-0.0083	-0.0083	-0.0083	-0.0083	-0.0083	-0.0083	-0.0083
504	-0.0102	-0.0102	-0.0102	-0.0102	-0.0102	-0.0102	-0.0102	-0.0102	-0.0102	-0.0102	-0.0102
505	-0.0107	-0.0107	-0.0107	-0.0107	-0.0107	-0.0107	-0.0107	-0.0107	-0.0107	-0.0107	-0.0107
506	-0.0103	-0.0103	-0.0103	-0.0103	-0.0103	-0.0103	-0.0103	-0.0103	-0.0103	-0.0103	-0.0103
507	-0.0091	-0.0091	-0.0091	-0.0091	-0.0091	-0.0091	-0.0091	-0.0091	-0.0091	-0.0091	-0.0091
508	-0.0074	-0.0074	-0.0074	-0.0074	-0.0074	-0.0074	-0.0074	-0.0074	-0.0074	-0.0074	-0.0074
509	-0.0052	-0.0052	-0.0052	-0.0052	-0.0052	-0.0052	-0.0052	-0.0052	-0.0052	-0.0052	-0.0052
510	-0.0027	-0.0027	-0.0027	-0.0027	-0.0027	-0.0027	-0.0027	-0.0027	-0.0027	-0.0027	-0.0027
511	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000

中桁

1	2.8910	2.8910	2.8910	2.8910	2.8910	2.8910	2.8910	2.8910	2.8910	2.8910	2.8910
	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
2	17.2704	13.9392	10.8906	8.1737	5.8323	3.8954	2.3735	1.2586	0.5237	0.1234	0.
	0.	-0.1289	-0.5403	-1.2834	-2.4019	-3.9250	-5.8632	-8.2082	-10.9333	-13.9930	-17.3296
3	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	-2.4178	-2.4178	-2.4178	-2.4178	-2.4178	-2.4178	-2.4178	-2.4178	-2.4178	-2.4178	-2.4178
4	0.7195	0.7195	0.7195	0.7195	0.7195	0.7195	0.7195	0.7195	0.7195	0.7195	0.7195
	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
5	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	-0.2380	-0.2380	-0.2380	-0.2380	-0.2380	-0.2380	-0.2380	-0.2380	-0.2380	-0.2380	-0.2380

中 桁

SHEAR

SPAN 3

	1	2	3	4	5	6
101	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.
102	-0.0095	-0.0095	-0.0095	-0.0095	-0.0095	-0.0095
103	-0.0184	-0.0184	-0.0184	-0.0184	-0.0184	-0.0184
104	-0.0261	-0.0261	-0.0261	-0.0261	-0.0261	-0.0261
105	-0.0323	-0.0323	-0.0323	-0.0323	-0.0323	-0.0323
106	-0.0364	-0.0364	-0.0364	-0.0364	-0.0364	-0.0364
107	-0.0379	-0.0379	-0.0379	-0.0379	-0.0379	-0.0379
108	-0.0360	-0.0360	-0.0360	-0.0360	-0.0360	-0.0360
109	-0.0295	-0.0295	-0.0295	-0.0295	-0.0295	-0.0295
110	-0.0174	-0.0174	-0.0174	-0.0174	-0.0174	-0.0174
111	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
201	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
202	0.0216	0.0216	0.0216	0.0216	0.0216	0.0216
203	0.0460	0.0460	0.0460	0.0460	0.0460	0.0460
204	0.0714	0.0714	0.0714	0.0714	0.0714	0.0714
205	0.0945	0.0945	0.0945	0.0945	0.0945	0.0945
206	0.1120	0.1120	0.1120	0.1120	0.1120	0.1120
207	0.1204	0.1204	0.1204	0.1204	0.1204	0.1204
208	0.1165	0.1165	0.1165	0.1165	0.1165	0.1165
209	0.0967	0.0967	0.0967	0.0967	0.0967	0.0967
210	0.0577	0.0577	0.0577	0.0577	0.0577	0.0577
211	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
301	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
302	0.9258	-0.0742	-0.0742	-0.0742	-0.0742	-0.0742
303	0.8356	0.8356	-0.1644	-0.1644	-0.1644	-0.1644
304	0.7314	0.7314	0.7314	-0.2686	-0.2686	-0.2686
305	0.6180	0.6180	0.6180	0.6180	-0.3820	-0.3820
306	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	-0.5000
307	0.3820	0.3820	0.3820	0.3820	0.3820	0.3820
308	0.2686	0.2686	0.2686	0.2686	0.2686	0.2686
309	0.1644	0.1644	0.1644	0.1644	0.1644	0.1644
310	0.0742	0.0742	0.0742	0.0742	0.0742	0.0742
311	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
401	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
402	-0.0577	-0.0577	-0.0577	-0.0577	-0.0577	-0.0577
403	-0.0967	-0.0967	-0.0967	-0.0967	-0.0967	-0.0967
404	-0.1165	-0.1165	-0.1165	-0.1165	-0.1165	-0.1165
405	-0.1204	-0.1204	-0.1204	-0.1204	-0.1204	-0.1204
406	-0.1120	-0.1120	-0.1120	-0.1120	-0.1120	-0.1120
407	-0.0945	-0.0945	-0.0945	-0.0945	-0.0945	-0.0945
408	-0.0714	-0.0714	-0.0714	-0.0714	-0.0714	-0.0714
409	-0.0460	-0.0460	-0.0460	-0.0460	-0.0460	-0.0460
410	-0.0216	-0.0216	-0.0216	-0.0216	-0.0216	-0.0216
411	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
501	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
502	0.0174	0.0174	0.0174	0.0174	0.0174	0.0174
503	0.0295	0.0295	0.0295	0.0295	0.0295	0.0295
504	0.0360	0.0360	0.0360	0.0360	0.0360	0.0360
505	0.0379	0.0379	0.0379	0.0379	0.0379	0.0379
506	0.0364	0.0364	0.0364	0.0364	0.0364	0.0364
507	0.0323	0.0323	0.0323	0.0323	0.0323	0.0323
508	0.0261	0.0261	0.0261	0.0261	0.0261	0.0261
509	0.0184	0.0184	0.0184	0.0184	0.0184	0.0184
510	0.0095	0.0095	0.0095	0.0095	0.0095	0.0095
511	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000

中 析

1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	-0.8433	-0.8433	-0.8433	-0.8433	-0.8433	-0.8433
2	2.5492	2.5492	2.5492	2.5492	2.5492	2.5492
	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
3	17.3000	13.9684	10.9212	8.2103	5.8758	3.9416
	0.	-0.1284	-0.5412	-1.2903	-2.4158	-3.9416
4	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	-2.5492	-2.5492	-2.5492	-2.5492	-2.5492	-2.5492
5	0.8433	0.8433	0.8433	0.8433	0.8433	0.8433
	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000

中桁

DEFLECTION*1000

SPAN 1

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
101	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.
102	0.	0.2877	0.4746	0.5682	0.5898	0.5539	0.4749	0.3654	0.2384	0.1117	-0.0000
103	0.	0.4746	0.8436	1.0477	1.1073	1.0511	0.9077	0.7020	0.4597	0.2157	0.0000
104	0.	0.5682	1.0477	1.3727	1.4988	1.4494	1.2670	0.9884	0.6511	0.3065	0.0000
105	0.	0.5898	1.1073	1.4988	1.7125	1.7082	1.5228	1.2041	0.8005	0.3787	0.0000
106	0.	0.5539	1.0511	1.4494	1.7082	1.7810	1.6405	1.3255	0.8936	0.4259	0.0000
107	0.	0.4749	0.9077	1.2670	1.5228	1.6405	1.5855	1.3289	0.9165	0.4420	-0.0000
108	0.	0.3654	0.7020	0.9884	1.2041	1.3255	1.3290	1.1796	0.8485	0.4178	0.0000
109	0.	0.2384	0.4597	0.6511	0.8004	0.8936	0.9165	0.8485	0.6567	0.3386	-0.0000
110	0.	0.1117	0.2157	0.3066	0.3787	0.4259	0.4420	0.4178	0.3387	0.1920	0.0001
111	0.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
201	0.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
202	-0.	-0.0889	-0.1718	-0.2444	-0.3023	-0.3407	-0.3546	-0.3369	-0.2762	-0.1624	0.0000
203	-0.	-0.1526	-0.2951	-0.4196	-0.5191	-0.5849	-0.6089	-0.5785	-0.4742	-0.2789	-0.0000
204	-0.	-0.1881	-0.3637	-0.5172	-0.6398	-0.7210	-0.7505	-0.7130	-0.5845	-0.3438	0.0000
205	-0.	-0.1966	-0.3801	-0.5406	-0.6687	-0.7535	-0.7844	-0.7453	-0.6109	-0.3593	0.0000
206	-0.	-0.1839	-0.3554	-0.5055	-0.6253	-0.7047	-0.7335	-0.6969	-0.5713	-0.3360	-0.0000
207	-0.	-0.1556	-0.3007	-0.4277	-0.5290	-0.5962	-0.6206	-0.5896	-0.4833	-0.2843	0.0000
208	-0.	-0.1175	-0.2271	-0.3229	-0.3994	-0.4501	-0.4686	-0.4452	-0.3649	-0.2146	0.0000
209	-0.	-0.0753	-0.1455	-0.2069	-0.2559	-0.2884	-0.3002	-0.2852	-0.2338	-0.1375	0.0001
210	-0.	-0.0347	-0.0671	-0.0954	-0.1180	-0.1330	-0.1385	-0.1316	-0.1078	-0.0634	0.0000
211	0.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
301	0.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
302	0.	0.0268	0.0517	0.0736	0.0910	0.1025	0.1067	0.1014	0.0831	0.0489	0.0000
303	0.	0.0447	0.0863	0.1228	0.1519	0.1711	0.1782	0.1693	0.1388	0.0816	0.0000
304	0.	0.0539	0.1042	0.1481	0.1833	0.2065	0.2150	0.2043	0.1674	0.0985	0.0000
305	0.	0.0559	0.1081	0.1538	0.1902	0.2143	0.2231	0.2120	0.1738	0.1023	0.0002
306	0.	0.0522	0.1009	0.1435	0.1775	0.2000	0.2082	0.1978	0.1621	0.0952	-0.0002
307	0.	0.0444	0.0857	0.1220	0.1508	0.1700	0.1770	0.1682	0.1379	0.0812	0.0002
308	0.	0.0337	0.0652	0.0927	0.1146	0.1292	0.1345	0.1278	0.1048	0.0617	0.0001
309	0.	0.0218	0.0422	0.0600	0.0742	0.0837	0.0871	0.0828	0.0679	0.0399	0.0000
310	0.	0.0102	0.0197	0.0280	0.0347	0.0391	0.0407	0.0386	0.0317	0.0187	0.0000
311	-0.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
401	-0.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
402	-0.	-0.0080	-0.0155	-0.0220	-0.0272	-0.0307	-0.0319	-0.0303	-0.0249	-0.0146	0.0000
403	-0.	-0.0134	-0.0259	-0.0369	-0.0456	-0.0514	-0.0535	-0.0508	-0.0416	-0.0244	0.0001
404	-0.	-0.0162	-0.0312	-0.0444	-0.0549	-0.0619	-0.0644	-0.0612	-0.0502	-0.0295	0.0000
405	-0.	-0.0167	-0.0323	-0.0459	-0.0568	-0.0640	-0.0666	-0.0633	-0.0519	-0.0305	0.0000
406	-0.	-0.0155	-0.0300	-0.0427	-0.0528	-0.0595	-0.0620	-0.0589	-0.0483	-0.0284	-0.0000
407	-0.	-0.0131	-0.0253	-0.0360	-0.0446	-0.0502	-0.0523	-0.0496	-0.0407	-0.0239	0.0000
408	-0.	-0.0099	-0.0191	-0.0272	-0.0337	-0.0379	-0.0395	-0.0375	-0.0307	-0.0181	0.0000
409	-0.	-0.0064	-0.0123	-0.0175	-0.0217	-0.0245	-0.0255	-0.0242	-0.0198	-0.0116	0.0000
410	-0.	-0.0030	-0.0058	-0.0082	-0.0101	-0.0114	-0.0119	-0.0113	-0.0093	-0.0054	0.0001
411	-0.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
501	-0.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
502	-0.	0.0024	0.0047	0.0066	0.0082	0.0093	0.0096	0.0092	0.0075	0.0044	0.0000
503	-0.	0.0041	0.0079	0.0113	0.0139	0.0157	0.0163	0.0155	0.0127	0.0075	-0.0000
504	-0.	0.0050	0.0097	0.0137	0.0170	0.0192	0.0200	0.0190	0.0155	0.0091	0.0000
505	-0.	0.0053	0.0102	0.0145	0.0179	0.0202	0.0210	0.0199	0.0163	0.0096	-0.0000
506	-0.	0.0051	0.0098	0.0139	0.0172	0.0194	0.0202	0.0192	0.0157	0.0092	-0.0000
507	-0.	0.0045	0.0087	0.0123	0.0152	0.0172	0.0179	0.0170	0.0139	0.0082	-0.0000
508	-0.	0.0036	0.0070	0.0100	0.0123	0.0139	0.0144	0.0137	0.0112	0.0066	-0.0000
509	-0.	0.0025	0.0049	0.0070	0.0087	0.0098	0.0101	0.0096	0.0079	0.0046	-0.0000
510	-0.	0.0013	0.0025	0.0036	0.0045	0.0050	0.0052	0.0049	0.0040	0.0023	-0.0001
511	0.	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0001	-0.0001	-0.0001	-0.0001

中 桁

1	0.	12.6792	23.5601	31.6586	36.4085	37.4689	34.8972	28.9263	20.0812	9.7883	0.0005
	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	-0.0000
2	0.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0007
	0.	-4.1285	-7.9804	-11.3500	-14.0391	-15.8208	-16.4687	-15.6468	-12.8260	-7.5437	-0.0002
3	-0.	1.1887	2.2977	3.2680	4.0422	4.5553	4.7421	4.5055	3.6937	2.1731	0.0018
	0.	-0.0000	-0.0000	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	-0.0005
4	-0.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0014
	0.	-0.3535	-0.6834	-0.9718	-1.2021	-1.3546	-1.4098	-1.3394	-1.0977	-0.6450	-0.0000
5	0.	0.1169	0.2260	0.3214	0.3975	0.4480	0.4662	0.4428	0.3628	0.2131	0.0002
	0.	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0009

中 桁

DEFLECTION*1000

SPAN 2

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
101	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.
102	-0.0000	-0.0889	-0.1526	-0.1881	-0.1966	-0.1839	-0.1556	-0.1175	-0.0753	-0.0347	-0.0000
103	0.0000	-0.1718	-0.2950	-0.3636	-0.3801	-0.3554	-0.3007	-0.2270	-0.1455	-0.0671	0.0000
104	0.0000	-0.2444	-0.4196	-0.5172	-0.5406	-0.5055	-0.4277	-0.3229	-0.2069	-0.0954	0.0000
105	0.0000	-0.3023	-0.5190	-0.6397	-0.6687	-0.6253	-0.5290	-0.3994	-0.2559	-0.1180	0.0000
106	0.0000	-0.3407	-0.5849	-0.7209	-0.7535	-0.7046	-0.5962	-0.4501	-0.2884	-0.1330	0.0000
107	-0.0000	-0.3546	-0.6089	-0.7505	-0.7844	-0.7335	-0.6206	-0.4686	-0.3003	-0.1385	-0.0000
108	0.0000	-0.3369	-0.5785	-0.7130	-0.7452	-0.6969	-0.5896	-0.4452	-0.2852	-0.1315	0.0000
109	0.0000	-0.2762	-0.4742	-0.5845	-0.6109	-0.5713	-0.4833	-0.3649	-0.2338	-0.1079	-0.0000
110	0.0001	-0.1624	-0.2789	-0.3437	-0.3593	-0.3359	-0.2842	-0.2146	-0.1375	-0.0633	0.0001
111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
201	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
202	0.0000	0.1890	0.3372	0.4206	0.4421	0.4147	0.3516	0.2659	0.1705	0.0787	0.0000
203	-0.0000	0.3371	0.6576	0.8564	0.9178	0.8705	0.7432	0.5645	0.3632	0.1679	-0.0000
204	0.0000	0.4206	0.8565	1.1995	1.3429	1.3039	1.1293	0.8660	0.5607	0.2601	0.0000
205	0.0000	0.4421	0.9179	1.3429	1.6060	1.6277	1.4456	1.1264	0.7368	0.3438	0.0000
206	-0.0000	0.4147	0.8705	1.3038	1.6277	1.7543	1.6252	1.2990	0.8634	0.4064	-0.0001
207	0.0000	0.3516	0.7433	1.1293	1.4456	1.6253	1.6019	1.3378	0.9127	0.4356	0.0000
208	0.0001	0.2659	0.5646	0.8660	1.1264	1.2991	1.3378	1.1959	0.8562	0.4186	0.0001
209	0.0001	0.1706	0.3633	0.5608	0.7369	0.8636	0.9128	0.8563	0.6660	0.3431	0.0001
210	0.0000	0.0787	0.1679	0.2601	0.3438	0.4065	0.4356	0.4186	0.3430	0.1963	0.0000
211	0.0000	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
301	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
302	0.0000	-0.0606	-0.1295	-0.2008	-0.2658	-0.3150	-0.3388	-0.3277	-0.2720	-0.1623	0.0000
303	0.0000	-0.1012	-0.2161	-0.3351	-0.4437	-0.5258	-0.5655	-0.5470	-0.4541	-0.2709	0.0000
304	0.0001	-0.1221	-0.2607	-0.4043	-0.5353	-0.6344	-0.6823	-0.6599	-0.5478	-0.3269	0.0001
305	0.0002	-0.1266	-0.2704	-0.4194	-0.5553	-0.6581	-0.7079	-0.6846	-0.5683	-0.3390	0.0003
306	-0.0002	-0.1187	-0.2531	-0.3923	-0.5193	-0.6154	-0.6619	-0.6401	-0.5315	-0.3173	-0.0004
307	0.0002	-0.1003	-0.2144	-0.3325	-0.4403	-0.5218	-0.5612	-0.5428	-0.4506	-0.2688	0.0003
308	0.0001	-0.0763	-0.1630	-0.2529	-0.3348	-0.3968	-0.4268	-0.4127	-0.3426	-0.2044	0.0001
309	0.0001	-0.0494	-0.1056	-0.1637	-0.2168	-0.2569	-0.2764	-0.2673	-0.2219	-0.1324	0.0001
310	0.0000	-0.0231	-0.0493	-0.0764	-0.1012	-0.1199	-0.1290	-0.1247	-0.1036	-0.0618	0.0000
311	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
401	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
402	0.0000	0.0182	0.0388	0.0601	0.0796	0.0943	0.1014	0.0981	0.0814	0.0486	0.0000
403	0.0001	0.0305	0.0651	0.1008	0.1334	0.1581	0.1701	0.1645	0.1366	0.0816	0.0002
404	0.0001	0.0367	0.0783	0.1214	0.1606	0.1904	0.2048	0.1981	0.1644	0.0982	0.0001
405	0.0001	0.0379	0.0810	0.1255	0.1661	0.1968	0.2117	0.2047	0.1700	0.1015	0.0001
406	-0.0000	0.0352	0.0752	0.1166	0.1543	0.1829	0.1967	0.1902	0.1579	0.0942	-0.0001
407	0.0001	0.0298	0.0635	0.0985	0.1303	0.1544	0.1661	0.1606	0.1334	0.0796	0.0001
408	0.0000	0.0225	0.0480	0.0744	0.0984	0.1167	0.1255	0.1214	0.1008	0.0601	0.0001
409	0.0000	0.0145	0.0309	0.0480	0.0635	0.0752	0.0809	0.0783	0.0650	0.0388	0.0000
410	0.0001	0.0068	0.0145	0.0225	0.0298	0.0353	0.0379	0.0367	0.0305	0.0182	0.0001
411	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
501	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.	0.0000	-0.	-0.0000
502	0.0000	-0.0054	-0.0116	-0.0180	-0.0239	-0.0283	-0.0305	-0.0295	-0.0244	-0.0146	0.0001
503	-0.0000	-0.0093	-0.0199	-0.0308	-0.0407	-0.0483	-0.0519	-0.0502	-0.0417	-0.0249	-0.0000
504	0.0000	-0.0113	-0.0242	-0.0375	-0.0497	-0.0589	-0.0633	-0.0612	-0.0508	-0.0303	0.0000
505	-0.0000	-0.0120	-0.0255	-0.0395	-0.0523	-0.0620	-0.0667	-0.0645	-0.0536	-0.0320	-0.0001
506	-0.0000	-0.0115	-0.0245	-0.0380	-0.0503	-0.0596	-0.0641	-0.0620	-0.0514	-0.0307	-0.0000
507	-0.0000	-0.0102	-0.0217	-0.0337	-0.0446	-0.0529	-0.0569	-0.0550	-0.0457	-0.0273	-0.0000
508	-0.0000	-0.0083	-0.0176	-0.0273	-0.0361	-0.0428	-0.0460	-0.0445	-0.0370	-0.0221	-0.0001
509	-0.0000	-0.0058	-0.0124	-0.0192	-0.0254	-0.0301	-0.0324	-0.0313	-0.0260	-0.0155	-0.0001
510	-0.0001	-0.0031	-0.0065	-0.0100	-0.0132	-0.0156	-0.0168	-0.0163	-0.0135	-0.0081	-0.0001
511	-0.0001	-0.0001	-0.0001	-0.0001	-0.0001	-0.0001	-0.0001	-0.0001	-0.0001	-0.0001	-0.0001

中 村

P.40

1	0.0006	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0007
	-0.0000	-7.8824	-13.5347	-16.6820	-17.4360	-16.3043	-13.7949	-10.4155	-6.6737	-3.0775	-0.0000
2	0.0009	9.2394	18.9566	27.4708	33.1786	35.1739	33.1578	27.4393	18.9357	9.1713	0.0014
	-0.0001	0.	-0.0000	0.	0.	0.	0.	0.	-0.0000	0.	-0.0002
3	0.0021	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0031
	-0.0004	-2.6923	-5.7504	-8.9176	-11.8065	-13.9921	-15.0499	-14.5550	-12.0832	-7.2096	-0.0008
4	0.0016	0.8035	1.7138	2.6565	3.5158	4.1664	4.4811	4.3342	3.5985	2.1480	0.0022
	-0.0000	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	-0.0001
5	0.0002	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.0002
	-0.0009	-0.2659	-0.5672	-0.8790	-1.1635	-1.3786	-1.4828	-1.4343	-1.1910	-0.7113	-0.0017

中 桁

DEFLECTION*1000

SPAN 3

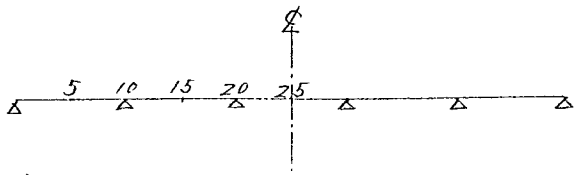
	1	2	3	4	5	6
101	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.
102	-0.0000	0.0268	0.0447	0.0539	0.0559	0.0522
103	0.0000	0.0518	0.0864	0.1042	0.1081	0.1010
104	0.0000	0.0736	0.1228	0.1481	0.1537	0.1436
105	0.0000	0.0910	0.1519	0.1833	0.1902	0.1777
106	0.0000	0.1026	0.1712	0.2065	0.2143	0.2002
107	-0.0000	0.1067	0.1781	0.2149	0.2230	0.2083
108	0.0000	0.1014	0.1693	0.2043	0.2119	0.1980
109	-0.0000	0.0831	0.1387	0.1674	0.1737	0.1623
110	0.0001	0.0490	0.0817	0.0985	0.1022	0.0955
111	0.0000	0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
201	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
202	0.0000	-0.0606	-0.1012	-0.1221	-0.1267	-0.1184
203	-0.0000	-0.1295	-0.2162	-0.2608	-0.2706	-0.2528
204	0.0000	-0.2008	-0.3352	-0.4044	-0.4196	-0.3920
205	0.0000	-0.2658	-0.4437	-0.5353	-0.5555	-0.5190
206	-0.0001	-0.3151	-0.5259	-0.6345	-0.6584	-0.6151
207	0.0000	-0.3388	-0.5656	-0.6823	-0.7081	-0.6615
208	0.0001	-0.3277	-0.5469	-0.6599	-0.6848	-0.6397
209	0.0001	-0.2719	-0.4540	-0.5478	-0.5684	-0.5310
210	0.0000	-0.1623	-0.2710	-0.3269	-0.3393	-0.3169
211	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
301	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
302	0.0001	0.1922	0.3348	0.4094	0.4275	0.4009
303	0.0001	0.3348	0.6450	0.8287	0.8857	0.8416
304	0.0001	0.4094	0.8288	1.1507	1.2868	1.2532
305	0.0003	0.4278	0.8859	1.2870	1.5344	1.5576
306	-0.0004	0.4005	0.8412	1.2527	1.5569	1.6757
307	0.0003	0.3414	0.7224	1.0919	1.3901	1.5576
308	0.0001	0.2599	0.5530	0.8443	1.0917	1.2532
309	0.0001	0.1685	0.3599	0.5530	0.7221	0.8416
310	0.0001	0.0787	0.1684	0.2598	0.3412	0.4009
311	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
401	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
402	0.0000	-0.0618	-0.1324	-0.2045	-0.2690	-0.3169
403	0.0002	-0.1034	-0.2218	-0.3426	-0.4507	-0.5310
404	0.0001	-0.1247	-0.2672	-0.4127	-0.5429	-0.6397
405	0.0001	-0.1290	-0.2764	-0.4268	-0.5614	-0.6615
406	-0.0000	-0.1200	-0.2571	-0.3969	-0.5221	-0.6151
407	0.0001	-0.1012	-0.2168	-0.3348	-0.4404	-0.5189
408	0.0001	-0.0764	-0.1637	-0.2529	-0.3327	-0.3919
409	0.0000	-0.0493	-0.1056	-0.1631	-0.2146	-0.2528
410	0.0001	-0.0230	-0.0494	-0.0763	-0.1004	-0.1183
411	0.0001	0.0000	0.0000	0.0001	0.0001	0.0001
501	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
502	0.0001	0.0187	0.0400	0.0617	0.0811	0.0955
503	-0.0000	0.0316	0.0678	0.1047	0.1377	0.1623
504	0.0000	0.0386	0.0827	0.1278	0.1681	0.1980
505	-0.0001	0.0406	0.0870	0.1344	0.1768	0.2083
506	-0.0000	0.0390	0.0836	0.1291	0.1699	0.2001
507	-0.0000	0.0346	0.0742	0.1146	0.1507	0.1776
508	-0.0001	0.0279	0.0599	0.0926	0.1218	0.1435
509	-0.0001	0.0196	0.0421	0.0651	0.0856	0.1009
510	-0.0001	0.0101	0.0217	0.0336	0.0442	0.0521
511	-0.0001	-0.0001	-0.0001	-0.0002	-0.0002	-0.0002

P.42

中桁

1	0.0008	2.3733	3.9606	4.7786	4.9584	4.6323
	-0.0000	0.	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
2	0.0015	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	-0.0002	-7.1708	-11.9700	-14.4419	-14.9866	-14.0008
3	0.0034	9.0418	18.4744	26.5641	31.9583	33.8468
	-0.0007	0.	0.	0.	0.	0.
4	0.0025	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	-0.0001	-2.7286	-5.8485	-9.0326	-11.8822	-13.9992
5	0.0003	0.9020	1.9340	2.9873	3.9300	4.6301
	-0.0016	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000

支断面による曲げモーメント



外桁

Point ; 5

$Md = 2.780 \times 84.127$	=	239.433
$Mg = 0.392 \times 121.230$	=	47.522
$Mp = 0.812 \times 121.230 \times 1.236$	=	121.670
$Mp = 11.610 \times 6.993 \times 1.236$	=	100.349
		508.974

Point ; 10

$Md = 2.780 \times 127.036$	=	353.160
$Mg = 0.392 \times 147.408$	=	57.784
$Mp = 0.812 \times 147.408 \times 1.236$	=	147.943
$Mp = 11.610 \times 3.473 \times 1.236$	=	49.837
		608.724

Point ; 15

$Md = 2.780 \times 37.200$	=	103.416
$Mg = 0.392 \times 89.310$	=	35.010
$Mp = 0.812 \times 89.310 \times 1.236$	=	89.634
$Mp = 11.610 \times 5.681 \times 1.236$	=	81.565
		309.125

Point ; 20

$Md = 2.780 \times 97.852$	=	272.029
$Mg = 0.392 \times 139.732$	=	54.775
$Mp = 0.812 \times 139.732 \times 1.236$	=	140.746
$Mp = 11.610 \times 3.278 \times 1.236$	=	47.639
		514.083

Point : 25

Md =	2.780 ×	43.020	= 119.596
Mg =	0.392 ×	102.257	= 40.085
Mp =	0.812 ×	102.257 × 1.236	= 102.628
Mp =	11.610 ×	5.842 × 1.236	= 83.832
			346.141

中桁

Point : 5

Md =	2.560 ×	83.896	= 214.774
Mg =	0.180 ×	121.837	= 21.931
Mp =	0.804 ×	121.837 × 1.236	= 121.075
Mp =	11.490 ×	6.983 × 1.236	= 99.170
			456.950

Point : 10

Md =	2.560 ×	129.570	= 331.699
Mg =	0.180 ×	151.110	= 27.200
Mp =	0.804 ×	151.110 × 1.236	= 150.165
Mp =	11.490 ×	3.471 × 1.236	= 49.294
			558.358

Point : 15

Md =	2.560 ×	56.079	= 92.362
Mg =	0.180 ×	87.626	= 15.773
Mp =	0.804 ×	87.626 × 1.236	= 87.078
Mp =	11.490 ×	5.614 × 1.236	= 79.728
			274.941

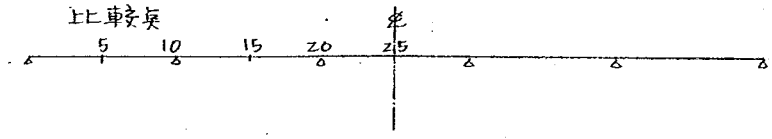
Point : 20

Md =	2.560 × 97.562	= 249.759
Mg =	0.180 × 139.493	= 25.109
Mp =	0.804 × 139.493 × 1.236	= 138.620
Mp =	11.490 × 3.267 × 1.236	= 46.397
		459.885

Point : 25

Md =	2.560 × 52.083	= 133.332
Mg =	0.180 × 102.169	= 18.390
Mp =	0.804 × 102.169 × 1.236	= 101.530
Mp =	11.490 × 5.835 × 1.236	= 82.867
		336.119

等断面及変断面の曲げモーメント比較表



桁 / 表	等断面 (t-m)		変断面 (t-m)	
	外桁	内桁	外桁	内桁
5表	504.	458	508.974	456.950
10表	-589	-530	-608.724	-558.358
15表	328	297	309.625	274.941
20表	-490	-440	-514.083	-459.885
25表	381	345	346.141	336.119

新青柳橋
基本計画資料

建設省土木研究所

新青柳橋オ1案概略所要材料積算書

昭和40年8月

日本建設コンサルタント株式会社

新青柳橋 ボ1案概略所要材料積算書

目　次

1、上部構造 ---------- 1
2、下部構造 ---------- 17
3、総　括 ---------- 43

数量	種別	寸法 (mm) 断面	寸法 (mm) 長サ	重量 (kg) 単重 (kg/m)	重量 (kg) 重量	用途	材質	摘要
		1. 上部構造						
		1-1. 主桁 (2連分)						
		外主桁 1本当り (全4本)						
2	PL	450 × 25	5900	88.3	1042	上フランジ	HT36/50B	
1	〃	〃	772	〃	68	〃	〃	
2	〃	450 × 38	760	134.2	204	〃	〃	
2	〃	〃	17000	〃	4563	〃	〃	
2	〃	450 × 25	3700	88.3	653	〃	〃	
2	〃	〃	3090	〃	546	〃	〃	
2	〃	〃	9600	〃	1695	〃	HT50/60B	
2	〃	〃	4600	〃	812	〃	HT36/50B	
2	〃	〃	17300	〃	3055	〃	〃	
2	〃	〃	3500	〃	618	〃	〃	
2	〃	〃	7500	〃	1325	〃	HT50/60B	
2	〃	450 × 23	6300	98.9	1246	〃	HT36/50B	
1	〃	〃	15000	〃	1484	〃	〃	
1	〃	1400 × 9	6645	98.9	657	腹板	HT36/50A	
1	〃	〃	5245	〃	519	〃	〃	
1	〃	1400 × 18	1400	197.8	277	〃	〃	
2	〃	1400 × 9	20700	98.9	4094	〃	〃	
2	〃	〃	2890	〃	572	〃	〃	
2	〃	〃	4400	〃	870	〃	〃	
2	〃	〃	17300	〃	3422	〃	〃	
2	〃	〃	3300	〃	653	〃	〃	
2	〃	〃	6100	〃	1207	〃	〃	
1	〃	〃	15000	〃	1484	〃	〃	
2	〃	1400 × 12	10000	131.9	2638	〃	HT50/60A	
2	〃	〃	7900	〃	2084	〃	〃	
2	〃	440 × 22	5900	76.0	897	下フランジ	HT36/50A	
2	〃	440 × 36	760	129.3	189	〃	HT36/50B	
2	〃	〃	17000	〃	4226	〃	〃	
2	〃	440 × 22	3700	76.0	562	〃	HT36/50A	
2	〃	〃	3090	〃	470	〃	〃	
2	〃	440 × 38	9600	131.3	2521	〃	HT50/60B	
2	〃	440 × 22	4600	76.0	699	〃	HT36/50A	

2

数量	種別	寸法 (mm) 断面	寸法 (mm) 長サ	重量 (kg) 単重 (kg/m)	重量 (kg) 重量	用途	材質	摘要
2	PL	440×22	17300	76.0	2630	Tフランジ	HT36/50A	
2	〃	〃	3500	〃	532	〃	〃	
2	〃	440×38	7500	131.3	1970	〃	HT50/60B	
2	〃	440×25	6300	86.4	1089	〃	HT36/50B	
1	〃	〃	15000	〃	1296	〃	〃	
2	〃	410×22	4000	70.8	566	カバープレート	HT50/60A	
2	〃	〃	1800	〃	255	〃	〃	
8	〃	450×14	880	49.5	348	添接板	HT36/50A	
16	〃	200×16	880	25.1	353	〃	〃	
8	〃	440×13	900	44.9	323	〃	〃	
16	〃	200×15	900	23.6	340	〃	〃	
2	〃	450×19	1240	67.1	166	〃	〃	
4	〃	200×22	1240	34.5	171	〃	〃	
2	〃	440×19	1020	65.6	142	〃	〃	
4	〃	200×22	1030	34.5	149	〃	〃	
40	〃	180×9	760	12.7	386	〃	〃	
20	〃	310×9	930	21.9	429	〃	〃	
1	〃	180×15	1400	21.2	30	補剛材	SS41	
1	〃	180×16	500	22.6	11	〃	〃	
1	〃	220×15	1400	25.9	36	〃	〃	
1	〃	220×16	625	27.6	17	〃	〃	
1	〃	440×15	1400	51.8	73	〃	〃	
1	〃	〃	625	〃	33	〃	〃	
4	〃	180×19	1400	26.8	150	〃	HT36/50A	
4	〃	220×19	1400	32.8	184	〃	〃	
159	〃	110×9	1400	7.8	1736	〃	SS41	
2	〃	100×9	945	7.1	13	〃	〃	
50	〃	〃	950	〃	337	〃	〃	
104	〃	〃	1145	〃	845	〃	〃	
4	〃	〃	430	〃	14	〃	〃	
16	〃	〃	405	〃	46	〃	〃	
8	〃	〃	945	〃	54	〃	〃	
174	RB	φ16	550	1.58	151	スラブ筋	〃	
3744	RH	φ22			276	鉄頭	SY41	

Σ = 60503 kg

A@Σ = 242.02 ㎡

数量	種別	寸法 (mm) 断面	寸法 (mm) 長サ	重量 (kg) 単重 (kg/m)	重量 (kg) 重量	用途	材質	摘要
		材質別集計						
		SS41	3396 kg	4@3396 =	13584 kg			
		HT36/50A	22686 〃	4@22686 =	90744 〃			
		HT36/50B	21091 〃	4@21091 =	84364 〃			
		HT50/60A	5543 〃	4@5543 =	22172 〃			
		HT50/60B	7511 〃	4@7511 =	30044 〃			
		SV41	276 〃	4@276 =	1104 〃			
			Σ = 60503 kg	4@Σ =	242012 kg			
		中主桁1本当り（全6本）						
2	PL	450×25	5900	88.3	1042	ヒフランジ	HT36/60B	
1	〃	〃	772	〃	63	〃	〃	
2	〃	450×34	760	120.1	183	〃	〃	
2	〃	〃	16200	〃	3891	〃	〃	
2	〃	450×25	4520	88.3	795	〃	〃	
2	〃	〃	3390	〃	599	〃	〃	
2	〃	〃	9100	〃	1607	〃	HT50/60B	
2	〃	450×22	4300	77.7	746	〃	HT36/50A	
2	〃	〃	17300	〃	2688	〃	〃	
2	〃	〃	3500	〃	544	〃	〃	
2	〃	450×25	7500	88.3	1325	〃	HT50/60B	
2	〃	〃	6300	〃	1113	〃	HT36/50B	
1	〃	〃	15000	〃	1325	〃	〃	
1	〃	1400×9	6645	98.9	657	腹板	HT36/50A	
1	〃	〃	5245	〃	519	〃	〃	
1	〃	1400×13	1400	197.3	277	〃	〃	
2	〃	1400×9	20700	98.9	4094	〃	〃	
2	〃	〃	3190	〃	631	〃	〃	
2	〃	〃	4600	〃	910	〃	〃	
2	〃	〃	17300	〃	3422	〃	〃	
2	〃	〃	3300	〃	653	〃	〃	
2	〃	〃	6100	〃	1207	〃	〃	
1	〃	〃	15000	〃	1484	〃	〃	
2	〃	1400×12	9500	131.9	2506	〃	HT50/60A	

4

数量	種別	寸法 (mm) 断面	寸法 (mm) 長サ	重量 (kg) 単重 (kg/m)	重量 (kg) 重量	用途	材質	摘要
2	PL	1400×12	7900	131.9	2084	腹板	HT50/60A	
2	〃	440×22	5900	76.0	897	下フランジ	HT36/50A	
2	〃	440×32	760	110.5	168	〃	HT36/50B	
2	〃	〃	16.200	〃	3580	〃	〃	
2	〃	440×22	4500	76.0	684	〃	HT36/50A	
2	〃	〃	3390	〃	515	〃	〃	
2	〃	440×38	9100	131.3	2390	〃	HT50/60B	
2	〃	440×19	4800	65.6	630	〃	HT36/50A	
2	〃	〃	17300	〃	2270	〃	〃	
2	〃	〃	3500	〃	459	〃	〃	
2	〃	440×38	7500	131.3	1970	〃	HT50/60B	
2	〃	440×22	6300	76.0	958	〃	HT36/50A	
1	〃	440×25	15000	86.4	1296	〃	HT36/50B	
2	〃	410×22	4.000	70.8	566	カバープレート	HT50/60A	
8	〃	450×14	880	49.5	348	添接板	HT36/50A	
16	〃	200×16	880	25.1	353	〃	〃	
8	〃	440×13	900	44.9	323	〃	〃	
16	〃	200×15	900	23.6	340	〃	〃	
2	〃	450×19	1240	67.1	166	〃	〃	
4	〃	200×22	1240	34.5	171	〃	〃	
2	〃	440×19	1080	65.6	142	〃	〃	
4	〃	200×22	1080	34.5	149	〃	〃	
40	〃	180×9	760	12.7	386	〃	〃	
20	〃	310×9	980	21.9	429	〃	〃	
2	〃	220×15	1400	25.9	73	補剛材	SS41	
2	〃	220×16	628	27.6	35	〃	HT36/50A	
8	〃	220×19	1400	32.8	367	〃	〃	
188	〃	110×9	1400	7.8	2053	〃	SS41	
2	〃	100×9	1905	7.1	27	〃	〃	
20	〃	〃	1915	〃	272	〃	〃	
34	〃	〃	2300	〃	555	〃	〃	
2	〃	〃	490	〃	7	〃	〃	
22	〃	〃	1145	〃	179	〃	〃	
8	〃	〃	405	〃	23	〃	〃	
8	〃	〃	1720	〃	98	〃	〃	
8	〃	〃	1905	〃	108	〃	〃	
2	〃	〃	1565	〃	22	〃	〃	

数量	種別	寸法 (mm) 断面	寸法 (mm) 長サ	重量 (kg) 単重 (kg/m)	重量 (kg) 重量	用途	材質	摘要
174	RB	φ16	550	1.58	151	スラブ止め	SS41	
3744	RH	φ22			276	鉄頭	SV41	

Σ = 57.806 kg

6@Σ = 346.836 〃

材質別集計

SS41	3568 kg	6@3568 = 21408 kg
HT36/50A	27454 〃	6@27454 = 164724 〃
HT36/50B	14060 〃	6@14060 = 84360 〃
HT50/60A	5156 〃	6@5156 = 30936 〃
HT50/60B	7292 〃	6@7292 = 43.752 〃
SV41	276 〃	6@276 = 1.656 〃

Σ = 57806 kg　6@Σ = 346836 kg

主桁材質別集計表(2連分)

材質	重量 (kg)
SS41	34 992
HT36/50A	255 468
HT36/50B	168 724
HT50/60A	53 108
HT50/60B	73 796
SV41	2 760
合計	588 848

数量	種別	寸法 (mm) 断面	寸法 (mm) 長サ	重量 (kg) 単重 (kg/m)	重量 (kg) 重量	用途	材質	摘要
		1-2、端横桁及び対傾構（2連分）						
		ST-1 1箇所当り（全2箇所）						
4	PL	220×10	2950	17.3	204	上フランジ	SS41	
4	〃	1200×10	2950	94.2	1112	腹板	〃	
4	〃	280×12	2950	26.4	312	下フランジ	〃	
3	〃	220×10	910	17.3	47	添接板	〃	
3	〃	280×12	910	26.4	72	〃	〃	
16	〃	310×9	1160	21.9	406	〃	〃	
8	〃	150×5	1160	5.9	55	フィラー	〃	
12	〃	100×9	1200	7.1	102	補剛材	〃	
12	〃	120×10	1200	9.4	135	〃	〃	
2	〃	400×22	800	69.1	111	底板	〃	
12	RB	φ16	550	1.58	10	スラブ止め	〃	
912	RH	φ22			67	全長頭	SV34	
					Σ = 2633 kg			
					2@Σ = 5266			
		材質別集計						
		SS41 2566 kg		2@ 2566 = 5132 kg				
		SV34 67 〃		2@ 67 = 134 〃				
		Σ = 2633 kg		2@Σ = 5266 kg				
		ST-2 1箇所当り（全3箇所）						
4	PL	320×18	2950	45.2	533	上フランジ	HT36/50A	
4	〃	1200×10	2950	94.2	1112	腹板	〃	
4	〃	380×18	2950	53.7	634	下フランジ	〃	
3	〃	320×18	1070	45.2	145	添接板	〃	
3	〃	380×18	1070	53.7	172	〃	〃	
16	〃	310×9	1160	21.9	406	〃	〃	
8	〃	150×9	1160	10.5	98	フィラー	SS41	
12	〃	180×16	1200	22.6	325	補剛材	〃	
12	〃	100×9	1200	7.1	102	〃	〃	
2	〃	800×22	800	138.2	221	底板	〃	

数量	種別	寸法 (mm) 断面	寸法 (mm) 長サ	重量 (kg) 単重 (kg/m)	重量 (kg) 重量	用途	材質	摘要
12	RB	φ16	550	1.58	10	スラブ止め	SS41	
960	RH	φ22			71	鉄頭	SV41	

Σ = 3829 kg

8@Σ = 30632 〃

材質別集計

SS41 756 kg 8@ 756 = 6048 kg
HT36/50A 3002 〃 8@ 3002 = 24016 〃
SV41 71 〃 8@ 71 = 568 〃
Σ = 3829 kg 8@Σ = 30632 kg

ST-3 1箇所当り（全1箇所）

8	PL	200×10	2940	15.7	369	上下フランジ	SS41
4	〃	400×10	3110	31.4	391	腹板	〃
2	〃	420×23	2360	92.3	436	上フランジ	HT36/50B
2	〃	〃	2950	〃	545	〃	〃
4	〃	500×16	2950	62.8	741	腹板	HT36/50A
4	〃	480×28	2950	105.5	1245	下フランジ	HT36/50B
3	〃	420×28	910	92.3	252	添接板	〃
3	〃	480×28	910	105.5	288	〃	〃
16	〃	310×9	460	21.9	161	〃	HT36/50A
12	〃	180×16	500	22.6	136	補剛材	SS41
2	〃	420×23	900	69.1	111	底板	〃
12	RB	φ16	550	1.58	10	スラブ止め	〃
64	RH	φ22			5	鉄頭	SV34
600	RH	〃			44	〃	SV41

Σ = 4734 kg

材質別集計

SS41 1017 kg
HT36/50A 902 〃
HT36/50B 2766 〃
SV34 5 〃
SV41 44 〃

Σ = 4734 kg

数量	種別	寸法 (mm) 断面	寸法 (mm) 長サ	重量 (kg) 単重 (kg/m)	重量 (kg) 重量	用途	材質	摘要
		ST-4 1箇所当り (全50箇所)						
4	H	175×175×7.5×11	2940	40.2	473	上弦材	SS41	
4	H	150×150×7×10	2940	31.5	370	下弦材	〃	
8	L	130×130×12	1520	23.4	285	斜材	〃	
8	Pl	400×10	1280	31.4	322	ガセット	〃	
4	〃	220×10	820	17.3	57	〃	〃	
1	〃	150×10	450	11.8	5	添加物支持材	〃	
1	〃	100×10	500	7.9	4	〃	〃	
1	Bolt	φ9	1400		1	〃	〃	
1	〃	〃	1200		1	〃	〃	
208	RH	φ22			15	鉄頭	SV34	
					Σ = 1533 kg			
					50@Σ = 76650 〃			
		材質別集計						
		SS41 1518 kg 50@1518 = 75900 kg						
		SV34 15 〃 50@15 = 750 〃						
		Σ = 1533 kg 50@Σ = 76650 kg						
		ST-5 1箇所当り (全60箇所)						
2	H	150×150×7×10	3300	31.5	208	受梁	SS41	
4	Pl	110×9	400	7.8	12	支持金具	〃	
1	〃	150×10	600	11.8	7	添加物支持材	〃	
1	〃	100×10	500	7.9	4	〃	〃	
1	Bolt	φ9	1400		1	〃	〃	
1	〃	〃	1200		1	〃	〃	
8	RH	φ22			1	鉄頭	SV34	
					Σ = 234 kg			
					60@Σ = 14040 〃			
		材質別集計						
		SS41 233 kg 60@Σ = 13980 kg						
		SV34 1 〃 60@Σ = 60 〃						
		Σ = 234 kg 60@Σ = 14040 kg						

数量	種別	寸法 (mm) 断面	寸法 (mm) 長サ	重量 (kg) 単重 (kg/m)	重量 (kg) 重量	用途	材質	摘要

端橋桁及び対傾構集計表（2連分）

材質	重量 (kg)
SS41	102.077
HT36/50A	24 918
HT36/50B	2 766
SV34	949
SV41	612
合計	131 322

1-3. 下横構（2連分）

256	CT	118·176·8·8	3960	18.8	19059	部材	SS41
263	PL	330 · 10	700	29.8	5590	ガセット	〃
6C56	RH	φ22			447	鉄頭	SV34

Σ = 25096 kg

1-4 橋体材質別集計 （単位 kg）

	主桁	横桁、対傾構	下横構	合計
SS41	34992	102 077	24649	161 718
HT36/50A	255 468	24 918	0	280 386
HT36/50B	168 724	2 766	0	171 490
HT50/60B	53 108	0	0	53 108
HT50/60B	73 796	0	0	73 796
SV34	0	949	447	1 396
SV41	2760	612	0	3372
合計	588 848	131 322	25096	745 266

数量	種別	寸法 (mm) 断面	寸法 (mm) 長サ	重量 (kg) 単重 (kg/m)	重量 (kg) 重量	用途	材質	摘要
		1-5 支承脚 1列につき (全5列)						
9	鉄体	220×105	450	(80)	720	上脚	SC55	S-1
9	〃	320×300	450	(200)	1800	ロッカー	〃	〃
9	〃	440×75	700	(180)	1620	下脚	〃	〃
18	〃	100×100	120	(9.42)	170	押え金具	SC46	〃
18	PL	120×16	130	15.1	35	〃	SS41	〃
36	BoH	φ25	230	(1.40)	50	上脚用	〃	〃
18	〃	φ32	65	(0.723)	13	〃	〃	〃
18	〃	φ42	700	(8.75)	158	下脚用	〃	〃
2	鉄体	280×100	450	(100)	200	上脚	SC55	S-2
2	〃	500×437	550	(300)	600	下脚	〃	〃
4	PL	120×16	130	15.1	8	押え金具	SS41	〃
8	BoH	φ25	230	(1.40)	11	上脚用	〃	〃
4	〃	φ32	65	(0.723)	3	〃	〃	〃
12	〃	φ42	700	(8.75)	105	下脚用	SS50	〃
1	鉄体	220×60	240	(30)	30	上脚	SC55	S-3
1	〃	φ80	240	(10)	10	ローラー	強化鋼	〃
1	〃	220×45	420	(40)	40	下脚	SC55	〃
2	〃	140×90	220	(5)	10	押え金具	SC46	〃
4	BoH	φ25	65	(0.44)	2	上脚用	SS41	〃
4	〃	〃	145	(1.08)	4	下脚用	〃	〃
					Σ = 5589 kg			
					5@Σ = 27945 kg ≒ 28.0 t			
		1-6 高欄 長さ2m当り (全長 2×346.5 = 693m)						
1	□	150×65×20×3.2	2.000	7.51	15	笠材	SS41	
1	PL	130×6	2.000	6.12	12	〃	〃	
1	□	100×50×20×3.2	2.000	5.50	11	笠材	〃	
19	FB	75×6	530	3.53	36	飾材	〃	
1	□	100×50×3.2	950	7.01	7	支柱	〃	
1	PL	200×9	200	14.1	3	底板	〃	
2	BoH	φ9	150	(0.087)	1			
					Σ = 85 kg			

数量	種別	寸法 (mm) 断面	寸法 (mm) 長サ	重量 (kg) 単重 (kg/m)	重量 (kg) 重量	用途	材質	摘要

高欄全重量

$85 \times \frac{1}{2} \times 693 \fallingdotseq 29500\,kg = 29.5\,t$

(43 kg/m)

1-7. 伸縮継手 長さ1m当り.

(延長 3×16 = 48 m)

1	PL	470×36	1.000	132.8	133	頂板	SM41A
2	〃	199×10	1.000	15.6	31	腹板	SS41
2	〃	180×10	1.000	14.1	28	底板	〃
6	〃	150×9	199	10.6	13	リブ	〃
6	FB	65×6	300	3.1	6	アンカーバー	〃
40/16	Bo4	φ22	45	(0.345)	1	止めボルト	〃

212 kg

全重量 $212 \times 48 \fallingdotseq 10200\,kg = 10.2\,t$

(212 kg/m)

1-8. 排水装置 1個所当り (全40箇所)

1	胴体	200×300	380	(18)	18	排水桝	FC15	
2	FB	65×6	580	3.06	4	支材	SS41	
4	Bo4	φ9	20	(0.0205)	1	管取付用	〃	ねじ込み
4	〃	φ9	25	(0.0354)	1	支材用	〃	ナット付

24 kg

全重量 $40 \times 24 = 960\,kg \fallingdotseq 1.0\,t$

1-9 照明灯

250W 街路用水銀灯 橋台上 4基

橋梁上 9〃

計 13基

数量	種別	寸法 (mm) 断面	寸法 (mm) 長サ	重量 (kg) 単重 (kg/m)	重量 (kg) 重量	用途	材質	摘要

1-10 床版

コンクリート量

断面積

地覆 2×0.3×0.27 = 0.162 m²

歩道 2×1.5×0.14 = 0.420 〃

車道 13×0.17 = 2.210 〃

ハンチ 0.35×0.4×1/2×2 = 0.140 〃

〃 0.35×0.6×2 = 0.420 〃

〃 3×0.75×0.03 = 0.068 〃

その他 = 0.080 〃

3.500 m²

全量 3.5×346.5 = 1213 m³

鉄筋量

橋軸方向 1m当り.

20	RB	φ16	16500	1.58	521	主鉄筋	SD30	
100	〃	φ13	1000	1.04	104	配力筋	〃	
10	〃	〃	540	〃	6	地覆用	〃	

631 kg

全量 631×346.5 ≒ 218,600 kg

1-11. 舗装面積

歩道 2×1.35×346.5 = 936 m²

車道 13.1×346.5 = 4539 〃

合計 5475 m²

数量	種別	寸法 (mm) 断面	寸法 (mm) 長サ	重量 (kg) 単重 (kg/m)	重量 (kg) 重量	用途	材質	摘要

1-12 塗装面積

外主桁 1本当り (全4本)

上フランジ	2×0.45×173.5	= 156	m^2
腹板	2×1.4×173.5	= 486	〃
下フランジ	2×0.44×173.5	= 153	〃
補剛材	2×0.11×1.4×159	= 49	〃
〃	2×0.22×1.4×6	= 4	〃
〃	2×0.18×1.4×6	= 3	〃
〃	2×0.44×1.4	= 1	〃
〃	2×0.44×0.625	= 1	〃
〃	2×0.1×173.5	= 35	〃
添接板	2×0.45×0.88×16	= 13	〃
〃	2×0.45×1.24×4	= 4	〃
〃	2×0.44×0.9×16	= 13	〃
〃	2×0.44×1.08×4	= 4	〃
〃	2×0.18×0.76×40	= 11	〃
〃	2×0.31×0.98×20	= 12	〃
その他		25	〃
		970	m^2

中桁も外桁と同一とする (フランジ幅、腹板高同一).

○ 主桁 塗装面積

$$970\times(4+6)=9700\ m^2$$

端横桁

ST-1 1ヶ所当り (全2箇所)

上フランジ	2×0.22×2.95×4	= 5	m^2
腹板	2×1.2×2.95×4	= 28	〃
下フランジ	2×0.28×2.95×4	= 7	〃
雑物		= 5	〃
		45	m^2

$$2\times45=90\ m^2$$

数量	種別	寸法 (mm) 断面	寸法 (mm) 長サ	重量 (kg) 単重 (kg/m)	重量 (kg) 重量	用途	材質	摘要

ST-2 1ヶ所当り (全8ヶ所)

上フランジ 2×0.32×2.95×4 = 8 m²
腹板 2×1.2×2.95×4 = 28 〃
下フランジ 2×0.38×2.95×4 = 9 〃
雑物 = 5 〃
50 m²

8×50 = 400 m²

ST-3 (全1ヶ所)

上下フランジ 2×0.2×2.94×8 = 9 m²
腹板 2×0.4×2.94×4 = 9 〃
上フランジ 2×0.42×2.95×4 = 10 〃
腹材 2×0.5×2.95×4 = 10 〃
下フランジ 2×0.48×2.95×4 = 11 〃
雑物 = 5 〃
54 m²

○ 端横桁塗装面積
90 + 400 + 54 = 544 m²

対傾構
ST-4 1ヶ所当り (全50ヶ所)

上弦材 6×0.175×2.94×4 = 12 m²
下弦材 6×0.15×2.94×4 = 11 〃
斜材 4×0.13×1.52×8 = 6 〃
雑物 = 5 〃
34 m²

50×34 = 1700 m²

ST-5 1ヶ所当り (全60ヶ所)
支材 6×0.15×3.3×4 = 12 m²
60×12 = 720 m²

○ 対傾構合計 1700+720 = 2420 m²

数量	種別	寸法 (mm) 断面	寸法 (mm) 長サ	重量 (kg) 単重 (kg/m)	重量 (kg) 重量	用途	材質	摘要

下横構（2連分）

2 × 0.118 × 3.96 × 256 = 239 m²

2 × 0.176 × 3.96 × 256 = 357 〃

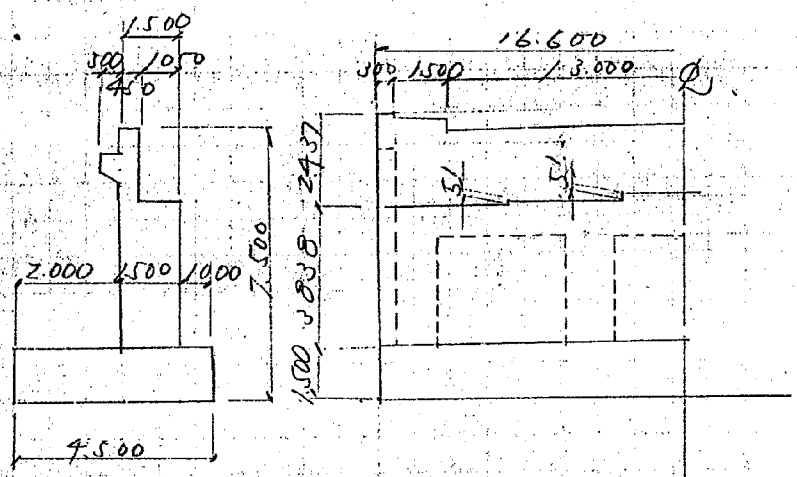
596 m²

橋体合計

主桁	9700 m²
端横桁	544 〃
対傾構	2420 〃
下横構	596 〃
合計	13260 m²

2 下部構造

2-1 A1 橋台我料計算



フーチング

自重

$\frac{1}{2}(2.162+2.065^{5})\times 6.5\times 2\times 0.850 = 12.86$

$2.065^{5}\times 1.8\times 0.65\times 2 = 0.84$

土被

$\frac{1}{2}(0.25+0.3725)\times 1.5\times 0.65\times 2 = 0.42$

$0.3\times 0.3725\times 0.65\times 2 = 0.10$

階段板

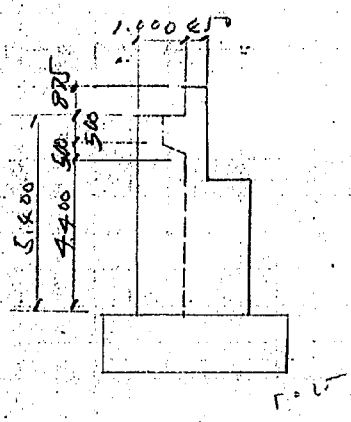
$\frac{1}{2}(0.3+1.0)\times 0.5\times 16.600 = 6.23$

躯体

$0.05\times(3.6+10.2)\times 1.05 = 0.73$

$3.250\times 16.6\times 1.5 - 2.7\times 2\times 2.76\times N = 59.07$
(9t.5) (36.5°)

ウイング



$\{1.0 \times 5.40 - \frac{1}{2}(0.1+1.0) \times 0.5\} \times 0.3 \times 2 = 3.02$

フーチング

$1.5 \times 8.5 \times 16.6 = 112.05$

合計　躯体　82.77 m³
　　フーチング　112.05 m³　} 194.82

形状

胸壁前面

$\frac{1}{2}(2.162 + 2.06(5)) \times 6.1 \times 2 = 27.67$

$2.06(5) \times 1.8 \times 2 = 7.53$

胸壁背面

$\frac{1}{2}(0.1+0.102(5)) \times 6.1 \times 2 = 7.17$

$0.102(5) \times 1.8 \times 2 = 1.81$

地小ク

$\{\frac{1}{2}(1.025 + 0.3725) \times 1.1 + (0.3 \times 0.3725)\} \times 4 = 2.31$

$0.25 \times 0.65 \times 2 + 0.1 \times 0.65 \times 2 = 0.32$

踏掛.

(0.5 + 0.707) × 16.00 = 19.31

躯体前面

0.105 × 1.050 × 4 = 0.21

3.818 × 16.600 = 63.71

躯体背面.

4.4 × 16.00 = 70.40

中壁.

(3.7 + 1.2) × 2.95 × 2 × 3 = 86.47

3.7 × 1.2 × 3 = 13.32

ウイング

0.3 × 5.6 × 2 = 3.36

(0.61 × 0.875 + 1.650 × 5.6 + 3.818 × 1.150) × 2 = 24.51

{1.0 × 5.6 − ½ (0.7 + 1.0) × 0.5} × 2 = 10.05

フーチング

(4.5 + 16.6) × 1.1 × 2 = 63.30

計.

躯体 337.70 m²

フーチング 63.70 m² } 401.40 m²

防波堤

$8.9 \times 17.0 \times 0.2 = 16.16\ m^3$

敷砂.

$5.1 \times 17.6 \times 0.5 = 48.50$

橋台 No.1

コンクリート

胸壁.

$\frac{1}{2}(0.6+0.1025) \times 0.7 \times 6.1 \times 2 = 5.02$

$0.1025 \times 1.00 \times 0.7 \times 2 = 1.06$

袖小.

$\frac{1}{2}(0.21+0.2725) \times 1.1 \times 0.7 \times 2 = 0.55$

躯体.

$1.70 \times 1.2 \times 20.000 = 40.80$

$3.6305 \times 0.52 \times 3.14 = 2.85$

ライン

$0.575 \times 1.3 \times 2.0 + \frac{1}{2} \times 0.3^2 \times 2.0 + 0.875 \times 0.7 \times 2.0 \times 2$

$- 0.875 \times 0.5 \times 0.35 \times 2 = 5.31$

コンクリート 計 $55.59\ m^3$

程拝.

胸壁.

$\frac{1}{2}(0.6+0.5027)\times 6.5\times 2\times 2 = 14.33$

$0.1027\times 1.5\times 2.\times 2 = 3.02$

地小.

$\frac{1}{2}(0.25+0.2725)\times 1.5\times 4 = 1.57$

$(0.25\times 0.7)+0.1\times 0.7)\times 2 = 0.49$

躯体

$1.70\times 20\times 2 = 68.00$

$3.14\times 1.0\times 3.6305 = 11.40$

側面ハンパ.

$(0.578+0.644+0.875+1.00)\times 2.0\times 2 = 11.98$

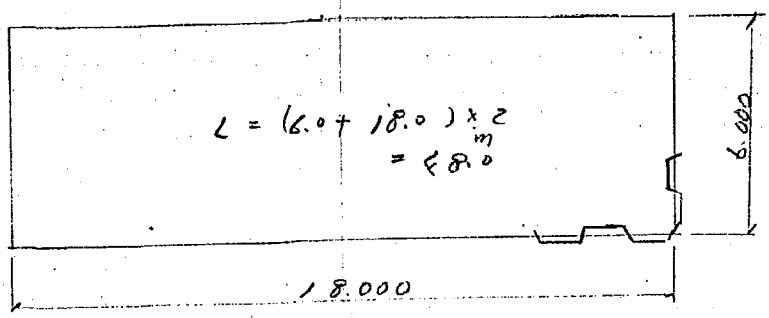
$2.575\times 1.2\times 2 = 6.18$

$(0.175\times 1.5+\frac{1}{2}\times 0.3^2)\times 4 = 3.17$

$0.5\times 0.875\times 2 = 0.88$

程拝合計 120.5 ㎥

締切 L. (Aw)



杭 前 (Aw)

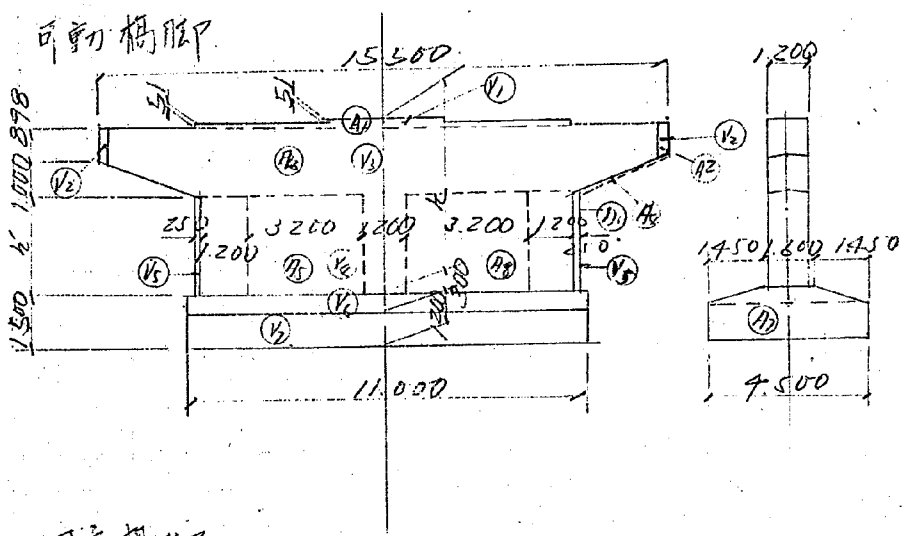
λ = 3.0

V = λ · A = 3.0 × 18.0 × 6.0 = 324 m³

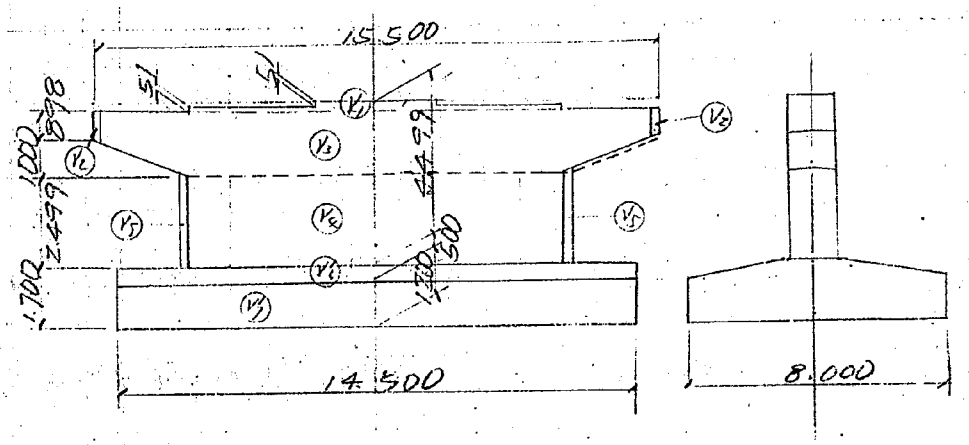
2-2 橋脚

形状

可動橋脚



固定橋脚



コンクリート

$V_1 = 0.05 \times (3.4 + 10.2) \times 1.2 = 0.83\ m^3$

$V_2 = \frac{1}{2} \times 0.25 \times 1.20 \times 0.90 \times 2 = 0.27$

$V_3 = (0.898 \times 15.0 + \frac{1}{2}(15.0 + 10.0) \times 10) \times 1.2 = 31.16$

$V_4 = 10.0 \times 1.2 \times h' - 3.2 \times 0.3 \times h' \times 2$

$= h'(10.0 \times 1.2 - 3.2 \times 0.3 \times 2) = 6.24h'$

$V_5 = \frac{1}{2} \times 0.25 \times 1.20 \times h' \times 2 = 0.30h'$

内側 $V_6 = \frac{1}{2}(1.6 + 4.5) \times 0.3 \times 11.0 = 11.07$

$V_7 = 4.5 \times 11.0 \times 1.2 = 59.40$

国道 $V_6' = \frac{1}{2}(1.6 + 8.0) \times 0.3 \times 14.0 = 34.80$

$V_7' = 8.0 \times 14.5 \times 1.2 = 139.2$

型枠

$A_1 = 0.05 \times (3.4 + 10.2) \times 2 + 0.05 \times 1.2 \times 4 = 1.63$

$A_2 = 0.65 \times 0.90 \times 4 = 2.34$

$A_3 = \{0.898 \times 15.0 + \frac{1}{2}(11.0 + 10.0) \times 1.0\} \times 2 = 51.94$

$A_4 = 2.692 \times 1.2 \times 2 = 6.46$

$A_5 = 2 \times 10.0 \times h' = 20h'$

$A_6 = 0.65 \times h' \times 4 = 2.6h'$

内側 $A_7 = \{\frac{1}{2} \times (1.6 + 4.5) \times 0.3 + 4.5 \times 1.2 + 11.0 \times 1.2\} \times 2$

$= 39.03$

国道 $A_7' = \{\frac{1}{2} \times (1.6 + 8.0) \times 0.5 + 8.0 \times 1.2 + 14.5 \times 1.2\} \times 2 = 58.80$

$A_8 = 0.9 \times 8 \times h' + 3.2 \times 8 \times h' + 0.9 \times 3.2 \times 2 = 16.4h' + 5.76$

2-7-1

橋脚		P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6	P_7	P_8	P_9
					Fix					
h		4.085	4.327	4.499	4.603	4.807	4.603	4.499	4.327	4.085
h'		2.085	2.327	2.499	2.603	2.807	2.603	2.499	2.327	2.085
躯体	V_1	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84
	V_{21}	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27
	V_2	31.16	31.16	31.16	31.16	31.16	31.16	31.16	31.16	31.16
	V_4	13.01	14.52	29.99	16.24	17.52	16.24	29.99	14.52	13.01
	V_5	0.63	0.70	0.75	0.78	0.84	0.78	0.75	0.70	0.63
計	m^3	45.90	47.48	63.00	49.28	50.52	49.28	63.00	47.48	45.90
フーチング	V_6	11.07	11.07	34.80	11.07	11.07	11.07	34.80	11.07	11.07
	V_7	59.80	59.80	139.20	59.80	59.80	59.80	139.20	59.80	59.80
計	m^3	70.87	70.87	174.00	70.87	70.87	70.87	174.00	70.87	70.87
合計	t	116.37	117.95	237.00	119.75	120.99	119.75	237.00	117.95	116.37

日本建設コンサルタント株式会社

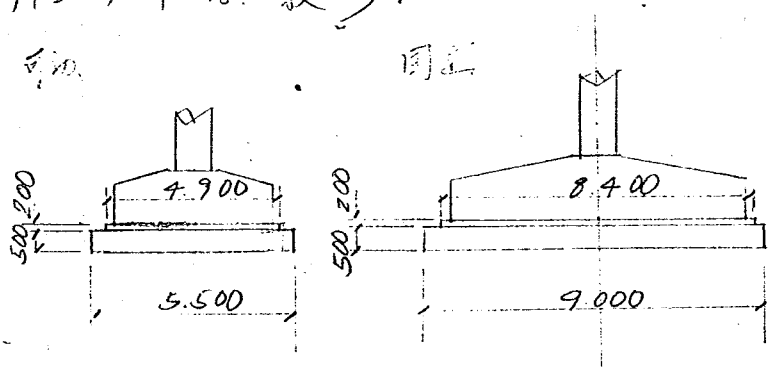
型枠

橋脚		P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
		スパン						スパン		
躯体	A1~A4	62.37	62.37	62.37	62.37	62.37	62.37	62.37	62.37	62.37
	A5	41.70	46.58	49.98	52.06	56.14	52.06	49.98	46.58	41.70
	A6	5.42	6.05	6.50	6.77	7.30	6.77	6.50	6.05	5.42
計		109.49	114.96	118.85	121.20	125.81	121.20	118.85	114.96	109.49
フーチング	A7	39.03	39.03	38.80	39.03	39.03	39.03	38.80	39.03	39.03
中空部分	A8	39.95	43.92	——	48.45	51.77	48.45	——	43.72	39.75
合計		188.47	197.91	177.65	208.68	216.63	208.68	177.65	197.91	188.47

注：材料総括表には中空部分の型枠を躯体と合計して計上すること。

日本建設コンサルタント株式会社

橋台コンクリート及び鉄筋



P1 P2 P4 P5 P6 P8 P9

橋台コンクリート

$6.7 \times 11.4 \times 0.2 = 11.17$

鉄筋

$5.5 \times 12.0 \times 0.50 = 33.00$

P3 P7

橋台コンクリート

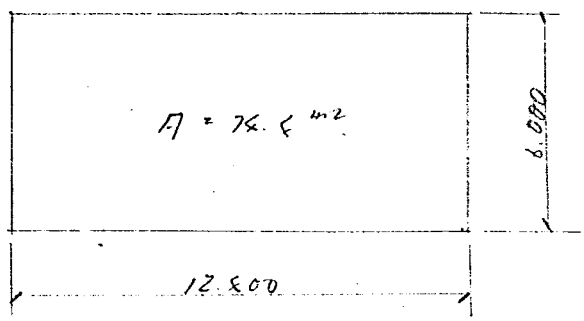
$8.4 \times 14.9 \times 0.2 = 25.05$

鉄筋

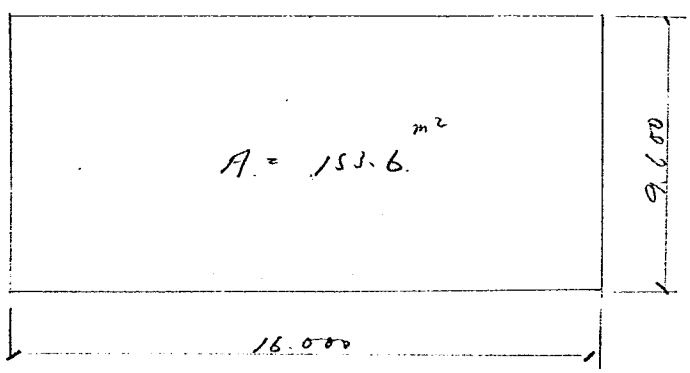
$9.0 \times 15.5 \times 0.5 = 69.75$

掘削

P1 P2 P4 P5 P6 P8 P9



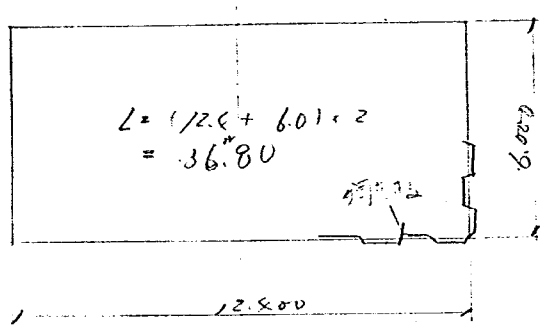
P3 P7



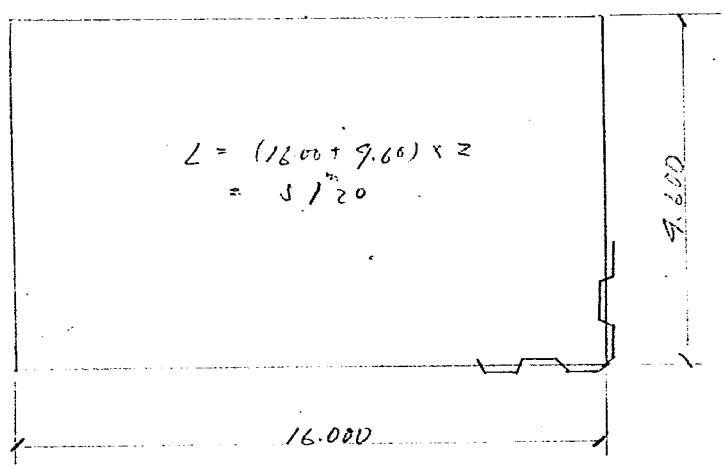
	A	h	V = Ah (m3)
P1	76.8	2.7	200.9
P2	〃	2.6	193.8
P3	153.6	2.8	430.1
P4	76.8	2.4	178.6
P5	〃	2.3	171.1
P6	〃	2.1	156.2
P7	153.6	2.00	307.2
P8	76.8	1.40	104.2
P9	〃	1.10	81.8

締切工

P1 P2 P4 P5 P6 P8 P9



P3 P7



2-3 A1. 橋台

コンクリート体積

竪壁 V_1

$\{3.4\times(3.889\times2+3.940)+2\times2.9\times3.838\}\times1.5$

$-4\times2.5\times1.2\times2.740 = 93.15-32.88$

$= 60.27\ m^3$.

パラペット V_2

$2\times\{1.7(2.060+2.034)+3.4(2.085+2.034)$

$+1.4(2.085+2.064)\}\times\frac{1}{2}\times0.450 = 12.05\ m^3$

$2\times1.5\times(2.337+2.314)\times\frac{1}{2}\times0.450 = 3.14$

$15.19\ m^3$

ウイング V_3

$6.275\times2.0\times0.45\times2 = 11.30$

$6.275\times1.0\times0.30\times2 = 3.77$

$2.0\times1.05\times0.30\times\frac{1}{2} = 0.32$

$1.35\times1.0\times0.40\times2 = 1.08$

$\frac{1}{2}\times0.3\times0.3\times(5.735+0.850)\times2 = 0.59$

$17.06\ m^3$.

踏掛あご V_4

$0.5\times0.5(1+0.5)\times16.6 = 6.23\ m^3$.

フーチング: V5

1.5 × 4.5 × 20.0 = 135.00 m²

合計.

$\sum_{i} V_i$ = 60.27 + 15.19 + 17.06 + 6.23 + 135.00

= 233.75 m³

型枠

躯体

前面

(5.902 + 6.000) × 6.5 = 77.36 m²

(6.175 + 6.152) × 1.5 = 18.49 "

2.0 × 6.275 × 2 = 25.10 "

120.95 m²

背面

18.8 × 4.3 = 80.84 m²

1.275 × 1.100 × 2 + 0.05 × 0.7 × 2 = 2.88 "

(10.5 + 0.707) × 16.6 = 20.04 "

(10.7 + 0.602) × 6.50 = 8.46 "

(0.852 + 0.875) × 1.5 = 2.59 "

0.3 × 0.975 × 2 = 0.59 "

6.275 × 0.3 + 1.350 × 0.4 = 2.42 "

0.4625 × 0.3 + 1.350 × 0.4 = 0.68 ㎡

(0.3125 + 3.0) × 0.3 = 0.99 "

2.259 × 0.3 = 0.68 "

0.424 (1.050 + 1.350 + 5.575 + 5.875) = 5.87 "

1.10 × 0.7 × 2 = 1.54 "

127.58 ㎡

側 面

2 × (0.5 + 1.0) × 0.5 = 1.50 ㎡

3.838 × 1.5 × 2 = 11.51 "

7.775 × 1.45 × 2 = 22.55 "

(0.3125 + 2.3125) × 1.05 × 2 = 5.51 "

5.3125 × 1.0 × 2 − 0.3 × 0.3 = 10.54 "

51.61 ㎡

躯体中空部

2.740 × 2.5 × 8 = 54.80 ㎡

1.2 × 2.740 × 8 = 26.30 "

1.2 × 2.5 × 4 = 12.00 "

93.10 ㎡

躯体型枠合計

S = 120.95 + 127.58 + 51.61 + 93.10 = 393.24 ㎡

フーチング

1.5×(4.5+20.0)×2 = 73.5 m²

均しコンクリート

0.2×20.4×4.9 = 20.00 m³

均しコンクリート型枠

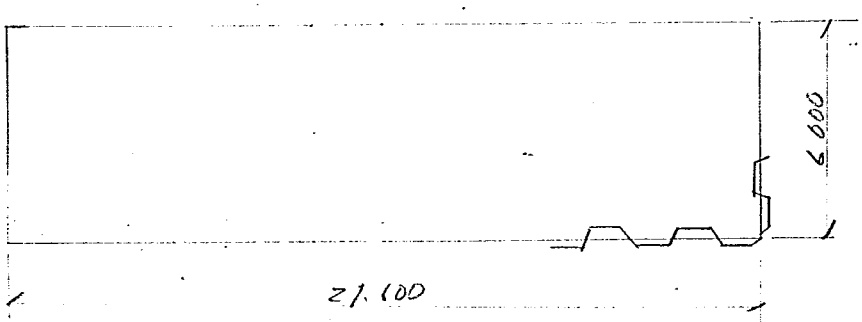
0.2×(20.4+4.9)×2 = 10.12 m²

敷砂

0.5×21.0×5.5 = 57.75 m³

締切延長

(6.0+21.6)×2 = 55.20 m



掘削

h = 0.6,

V = h·A = 0.6 × 21.6 × 6.0 = 77.8 m³

A1a0

コンクリート体積

1.2275 × 16.0 × 1.7 = 23.57 m³

{0.7×16.0 − 0.098×6.5 + (0.152+0.175)×1.5²}×0.7 = 7.74 〃

31.31 m³

型枠

1.2275 × 16.0 × 2 = 39.28 m²

2×{0.7×16.0 − 0.098×6.5 + (0.152+0.175)×1.5} = 22.11 〃

2×(1.2275×1.2 + 0.8725×0.7) = 4.17 〃

0.250 × 0.7 × 2 = 0.35 〃

65.91 m²

2-4 鉄筋材料表

AW 橋台

名称	直径	長さ	本数	単位重量	一本当り重量	重量	摘要
梁	D22	18.400	11	3.04	55.9	615	⌐¬
柱	D22	5.000	112	〃	15.2	1.702	L
壁	D13	16.400	40	0.995	16.3	652	—
〃	〃	4.700	98	〃	4.68	459	|
パラペット	〃	3.000	167	〃	2.99	499	|
〃	〃	16.400	24	〃	16.3	391	—
ウイング	〃	6.700	12	〃	6.67	80	|
〃	〃	1.300	80	〃	1.29	103	—
ソーイング	D19	5.000	134	2.25	11.3	1.514	⌐¬
〃	D16	6.900	67	1.56	10.8	724	⌐¬
〃	D19	16.400	33	2.25	36.9	1.218	—
					合計=	7.957 kg	

$\alpha = 0.2$ とする

鉄筋総重量 $= 1.2 \times 7.957 = 9.550$ kg

コンクリート 1m³ 当りの鉄筋量

$$\frac{9550}{194.9} = 49.0 \text{ kg/m}^3$$

AM 橋台

鉄筋量 $As = 233.3\ (\text{m}^3) \times 47.0 = 11.460$ kg

AWo 橋台

名称	直径	長さ	本数	単位重量	一本当り重量	重量	摘要
梁	D16	21.000	14	1.56	32.8	459	———
計						459	

$\alpha = 0.2$

鉄筋総重量 $= 1.2 \times 459 = 551$ kg

AMo 橋台

名称	直径	長さ	本数	単位重量	一本当り重量	重量	摘要
梁	D16	17.000	17	1.56	26.5	451	———
計						451	

$\alpha = 0.2$

鉄筋総重量 $= 1.2 \times 451 = 541$ kg

鉄筋量の算定

P1 可動橋脚

名称	直径	長さ	本数	単位重量	一本当り重量	重量	摘要
梁	D29	16.400	11	5.04	82.7	910	
〃	〃	16.410	11	〃	〃	910	
〃	D22	4.000	10	3.04	12.2	122	
柱	D29	5.500	102	5.04	27.7	2.825	
壁	D13	10.000	20	0.995	9.95	199	
〃	〃	4.000	64	〃	3.98	255	
フーチング	D16	5.000	55	1.56	7.80	429	
〃	〃	6.500	28	〃	10.1	283	
〃	〃	11.000	33	〃	17.2	568	
				合計	=	6 501	

組立鉄筋その他の割増率 $\alpha = 0.2$

総重量 $= 6\,501 \times 1.2 = 7,800$ kg

コンクリート $1m^3$ 当り鉄筋量 $\frac{7,800}{118.4} = 67.0$ kg/m³

P2 可動橋脚

名称	直径	長さ	本数	単位重量	一本当り重量	重量	摘要
梁	D22	16.400	11	3.04	49.9	549	
〃	〃	16.410	11	〃	〃	549	
〃	〃	4.000	10	〃	12.2	122	
柱	D29	5.500	102	5.04	27.7	2.825	
壁	D13	10.000	22	0.995	9.95	219	
〃	〃	4.200	64	〃	4.18	268	
フーチング	D16	5.000	55	1.56	7.80	429	
〃	〃	6.500	28	〃	10.1	283	
〃	〃	11.000	33	〃	17.2	568	
				合計	=	5 812	

割増率 $\alpha = 0.2$

総重量 $= 5812 \times 1.2 = 6,970$ kg

コンクリート $1m^3$ 当り鉄筋量 $\frac{6,970}{118.0} = 59.1$ kg/m³

P3 固定橋脚

名称	直径	長さ	本数	単位重量	一本当り重量	重量	摘要
梁	D25	16.400	11	3.98	65.3	718	
〃	〃	4.500	11	〃	17.9	197	
〃	D22	4.000	10	3.04	12.2	122	
壁	D25	6.000	164	3.98	23.9	3.920	L
〃	〃	4.000	160	〃	15.9	2.544	L
〃	D13	11.000	46	0.995	10.9	501	
フーチング	D19	8.300	116	2.25	18.7	2 169	
〃	〃	10.200	96	〃	23.0	2 208	
〃	〃	14.300	42	〃	32.2	1 352	
				合計	=	13.731	

割増率 $\alpha = 0.1$

総重量 $= 13.731 \times 1.1 = 15,100$ kg

コンクリート $1m^3$ 当り鉄筋量 $\frac{15,100}{237.0} = 63.8$ kg/m³

P5 可動橋脚

名称	直径	長さ	本数	単位重量	一本当り重量	重量	摘要
梁	D25	16.400	9	3.98	65.3	588	
〃	〃	16.410	9	〃	65.3	588	
〃	D22	4.000	10	3.04	12.2	122	
柱	D29	6.000	44	5.04	30.2	1329	L
〃	D25	6.000	22	3.98	23.9	526	L
壁	D13	10.000	26	0.995	9.95	259	
〃	〃	4.800	64	〃	4.78	306	
フーチング	D16	5.000	55	1.56	7.80	429	
〃	〃	6.500	28	〃	10.1	283	
〃	〃	11.000	33	〃	17.2	568	
				合計	=	4.998	

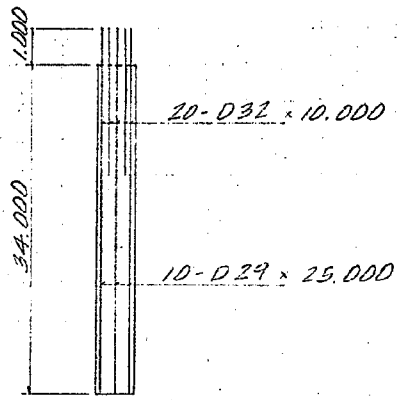
$\alpha = 0.2$

総重量 $4.998 \times 1.2 = 6000$ kg

コンクリート $1m^3$ 当り鉄筋量 $\frac{6,000}{121.0} = 49.6$ kg/m³

現場打ちコンクリート杭 φ1.000

杭長 ℓ = 34.000m について算出する



杭1本当り鉄筋量

名称	直径	長さ	本数	単位重量	一本当り重量	重量	摘要
主鉄筋	D32	10.000	20	6.23	62.3	1.246	|
〃	D29	25.000	10	5.04	126.0	1.260	|
フープ鉄筋	D13	2.600	113	0.995	2.59	293	○
					合計 =	2.799 kg	

コンクリート 1m³当り鉄筋量

$$\frac{2.799}{26.7} = 104.8 \fallingdotseq 105\ \mathrm{kg/m^3}$$

数量	種別	寸法 (mm) 断面	寸法 (mm) 長サ	重量 (kg) 単重 (kg/m)	重量 (kg) 重量	用途	材質	摘要

3 総括

3-1 上部構造

細目	細別	規格	単位	備考
(1) 鋼橋構造	1. 材質別鋼重	SS41	161.7 t	
		HT36/50A	280.4 〃	支承、高欄、排水、伸縮を含まず
		HT36/50B	171.5 〃	
		HT50/60A	53.1 〃	
		HT50/60B	73.8 〃	
		SV34	1.4 〃	
		SV41	3.4 〃	
	(計)		(745.3 t)	134 kg/m²
	2. 構造別鋼重			
	主桁		588.9 t	
	横桁・対傾構		131.3 〃	
	下横構		25.1 〃	
	(小計)		(745.3 t)	
	支承		28.0 〃	
	高欄		29.5 〃	43 kg/m
	伸縮継手		10.2 〃	
	排水設備		1.0 〃	
	(合計)		(813.0 t)	
(2) 床版	1. コンクリート	σ_{28}=240 kg/cm²	1220 m³	
	2. 鉄筋	SD30	219.0 t	
(3) 舗装	1. 舗装面積	アスファルト	5475 m²	

3-2 下部構造

材料積算表

細目	細別	規格	単位	数量 Aw₀	数量 Aw	数量 P₁
基礎構造	くい数	鉛直		4-34.900	7-33.500	8-33.500
		斜		—	—	—
	コンクリート量		m³	109.6	184.1	210.4
	鋼重		t	—	—	—
	縁切延長		m	—	48.0	36.8
	掘削		m³	—	324.0	200.9
	敷砂		〃	—	48.4	33.0
	均しコンクリート		〃	—	16.7	11.2
フーチング	型枠		m²	—	63.7	39.0
	鉄筋		t	—	4.15	1.54
	コンクリート		m³	—	112.1	70.5
躯体	型枠		m²	120.5	337.7	149.4
	鉄筋		t	0.55	5.40	6.26
	コンクリート		m³	55.6	82.8	45.9

細目	細別	規格	単位	数量 P₂	数量 P₃	数量 P₄
基礎構造	くい数	鉛直		8-33.500	5-33.500	8-34.000
		斜		—	12-34.500	—
	コンクリート量		m³	210.4	292.1	213.5
	鋼重		t	—	158.81	—
	縁切延長		m	36.8	51.2	36.8
	掘削		m³	193.4	430.1	178.6
	敷砂		〃	33.0	69.8	33.0
	均しコンクリート		〃	11.2	25.0	11.2
フーチング	型枠		m²	39.0	58.8	39.0
	鉄筋		t	1.54	6.30	1.54
	コンクリート		m³	70.5	174.0	70.5
躯体	型枠		m²	158.9	118.9	169.7
	鉄筋		t	5.43	8.30	6.72
	コンクリート		m³	47.5	63.0	48.8

細目	細別		規格	単位	数量 P5	数量 P6	数量 P7
基礎構造	くい数	鉛直			8-35.000	8-34.000	5-32.000
		斜			——	——	12-33.000
	コンクリート量			m^3	219.8	213.5	279.3
	鋼重			t	——	——	152.41
	締切延長			m	36.8	36.8	51.2
	掘削			m^3	171.1	156.2	307.2
	敷砂			〃	33.0	33.0	67.8
	間詰コンクリート			〃	11.2	11.2	25.0
フーチング	型枠			m^2	39.0	39.0	58.8
	鉄筋			t	1.54	1.54	6.30
	コンクリート			m^3	70.5	70.5	174.0
躯体	型枠			m^2	177.6	169.7	113.9
	鉄筋			t	4.46	6.72	8.80
	コンクリート			m^3	50.5	49.3	63.0

細目	細別		規格	単位	数量 P8	数量 P9	数量 AM
基礎構造	くい数	鉛直			8-34.000	8-34.500	9-33.000
		斜			——	——	——
	コンクリート量			m^3	213.5	216.7	233.2
	鋼重			t	——	——	——
	締切延長			m	36.8	36.8	55.2
	掘削			m^3	104.2	81.8	77.8
	敷砂			〃	33.0	33.0	57.8
	間詰コンクリート			〃	11.2	11.2	20.0
フーチング	型枠			m^2	39.0	39.0	73.5
	鉄筋			t	1.54	1.54	5.00
	コンクリート			m^3	70.5	70.5	135.0
躯体	型枠			m^2	158.9	149.4	393.2
	鉄筋			t	5.43	6.26	6.46
	コンクリート			m^3	47.5	45.9	98.8

細目	細別		規格	単位	数量		
					A_{M_0}		
基礎構造	くい数	鉛直			4－37,000		
		斜			—		
	コンクリート量			m^3	116.2		
	鋼重			t	—		
	締切延長			m	—		
	掘削			m^3	—		
	敷砂			〃	—		
	均しコンクリート			〃	—		
ラーチング	型枠			m^2	—		
	鉄筋			t	—		
	コンクリート			m^3	—		
躯体	型枠			m^2	65.9		
	鉄筋			t	0.5t		
	コンクリート			m^3	31.3		

橋面積 = 16 × 346.9 = 5550.4 m^2

細目	細別		単位	A_{W_0}	A_W	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6
基礎構造	くい本数	鉛直		4-34.900	7-33.500	8-33.500	8-33.500	5-33.500	8-34.000	8-35.000	8-34.000
		斜		—	—	—	—	12-34.500	—	—	—
		計									
	コンクリート		m^3	109.6	184.1	210.4	210.4	292.1	213.5	219.8	213.5
	鉄筋		t	11.510	19.330	22.090	22.090	—	22.420	23.080	22.420
	鋼杭		〃	—	—	—	—	158.81	—	—	—
	コンクリート		m^3/m^2		0.0332	0.0379	0.0379	0.0526	0.0385	0.0396	0.0385
	鉄筋		t/m^2		0.00348	0.00398	0.00398	—	0.00404	0.00416	0.00404
	鋼杭		〃	—	—	—	—	0.0286	—	—	—
躯体およびフーチング	型枠		m^2	120.5	401.4	188.5	197.9	177.7	208.7	216.6	208.7
			m^2/m^2		0.0723	0.0340	0.0357	0.0320	0.0376	0.0390	0.0376
	鉄筋		t	0.55	9.550	7.80	6.97	15.10	8.26	6.00	8.26
			t/m^2		0.00172	0.00141	0.00126	0.00272	0.00149	0.00108	0.00149
	コンクリート		m^3	55.6	194.9	116.4	118.0	237.0	119.8	121.0	119.8
			m^3/m^2		0.0351	0.0210	0.0213	0.0427	0.0216	0.0218	0.0216

日本建設コンサルタント株式会社

細目	細別			P_9	P_8	P_9	A_N	A_{N_0}		全掘分	
基礎掘出	くい本数	鉛直	本	5-32.000	8-34.000	8-34.500	9-33.000	4-37.000		2439.5(RC) 327.5(Steel)	
		斜	〃	12-33.000	—	—	—	—		810.0(Steel)	
		計	〃								
	コンクリート		m^3	279.3	213.5	216.7	233.2	116.2		2486.5	
	鉄筋		t	—	22.420	22.750	24.490	12.200		201.090	
	鋼杭		〃	152.41	—	—	—	—		311.22	
	コンクリート		m^3/m^2	0.0503	0.0385	0.0390	0.0420			0.448	
	鉄筋		t/m^2	—	0.00404	0.00410	0.00441			0.0362	
	鋼杭		〃	0.0275	—	—	—			0.0561	
躯体およびフーチング	型枠		m^2	177.7	197.9	188.5	466.7	65.9		2.630.3	
			m^2/m^2	0.0320	0.0357	0.0340	0.0841			0.474	
	鉄筋		t	15.10	6.97	7.80	11.76	0.54		103.27	
			t/m^2	0.00272	0.00126	0.00141	0.00206			0.0186	
	コンクリート		m^3	237.0	118.0	116.4	233.8	31.3		1.732.1	
			m^3/m^2	0.0427	0.0213	0.0210	0.0421			0.312	

日本建設コンサルタント株式会社

新青柳橋
基本計画資料

建設省土木研究所

新青柳橋ヲ1案概略施工計画

昭和40年8月

日本建設コンサルタント株式会社

目　次

1. 施工計画 ---------- 1

1.1 下部構造 ---------- 1
1.2 上部構造 ---------- 9

2. 工費積算 ---------- 11

1. 施工計画

1-1 下部構造　締切工

基本条件

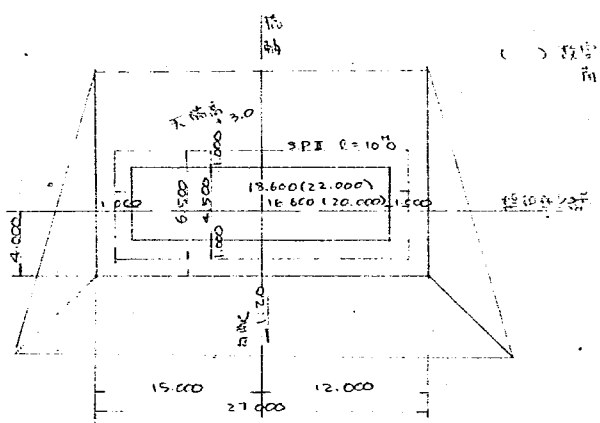
H.W.L	+ 1.800
L.W.L.	± 0.000
土質性状	別紙
波浪	無視しうるもの
橋脚A1・A2竣工天端	+3.000

工事

	型式	基礎	平均施工地盤高	平均施工底面
A1, A2	橋台	ベント杭	+2.0	-2.20
P1 P2 P4 P5 P6 P8 P9	可動橋脚	〃	±0.0	-2.20
P3 P7	固定〃	鋼管杭	+0.2	-2.40

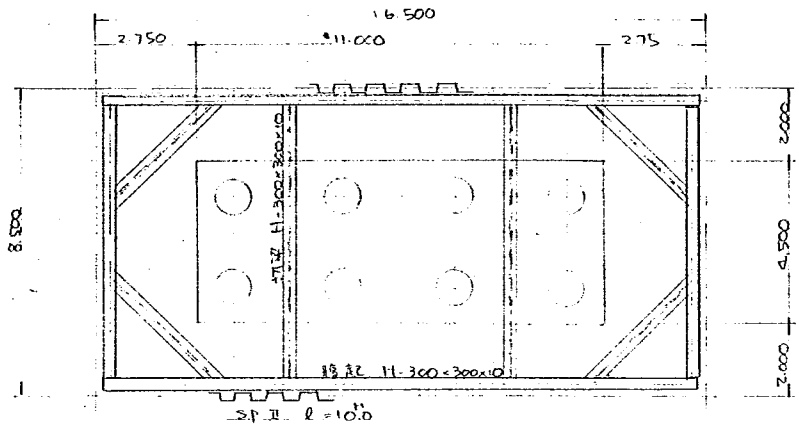
(1) A1, A2

陸より搬入により築島し、ベント杭を打設した後に型枠により施工を行う。



摘要	単位	春花側	南吸江側	小計	摘要
鋼管杭	m³	1,430	1,400	2,830	計算略
底版	m³	630	744	1,374	
土留支柱 SPII t=10.0mm	枚	125	142	267	
	t	60.0	68.2	128.2	
腹起し(H鋼材) H-300×300×10	m	165	192	357	
	t	16.2	18.8	35.0	

(ii) $P_1, P_2, P_4, P_5, P_6, P_8, P_7$



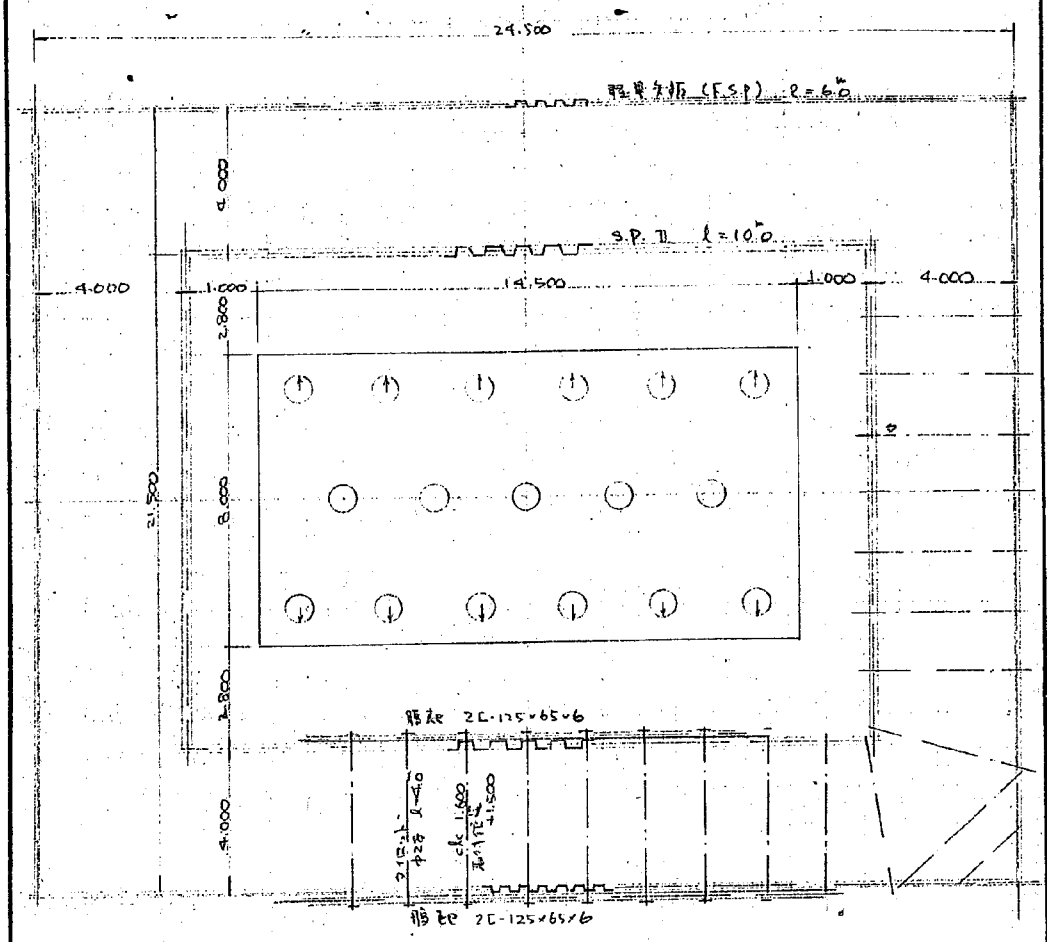
上図の如く ベント杭の測量作業範囲をシートパイルにて縁切り 縁切りした内側に 杭打機を配置し 杭打作業を行う。 +3.0 まで申請する。 この上にて ベント杭打設を行った後に 測定位置まで掘削して フーチング等の構築を行う。

注) 支保工は +0.5 および +2.5 の二段とする。

種別	単位	一基当り数量	小計数量	摘要
中詰土量	m^3	471	3,300	一基当り数量は平均値を表示
掘削土量	m^3	816	5,710	
S.P.II ℓ=10.0m	枚	130	910	
	t	62.4	437	
補強リブ H-300×300×10	m	160	1,120	
	t	15.0	105	

(iii) P_3, P_7

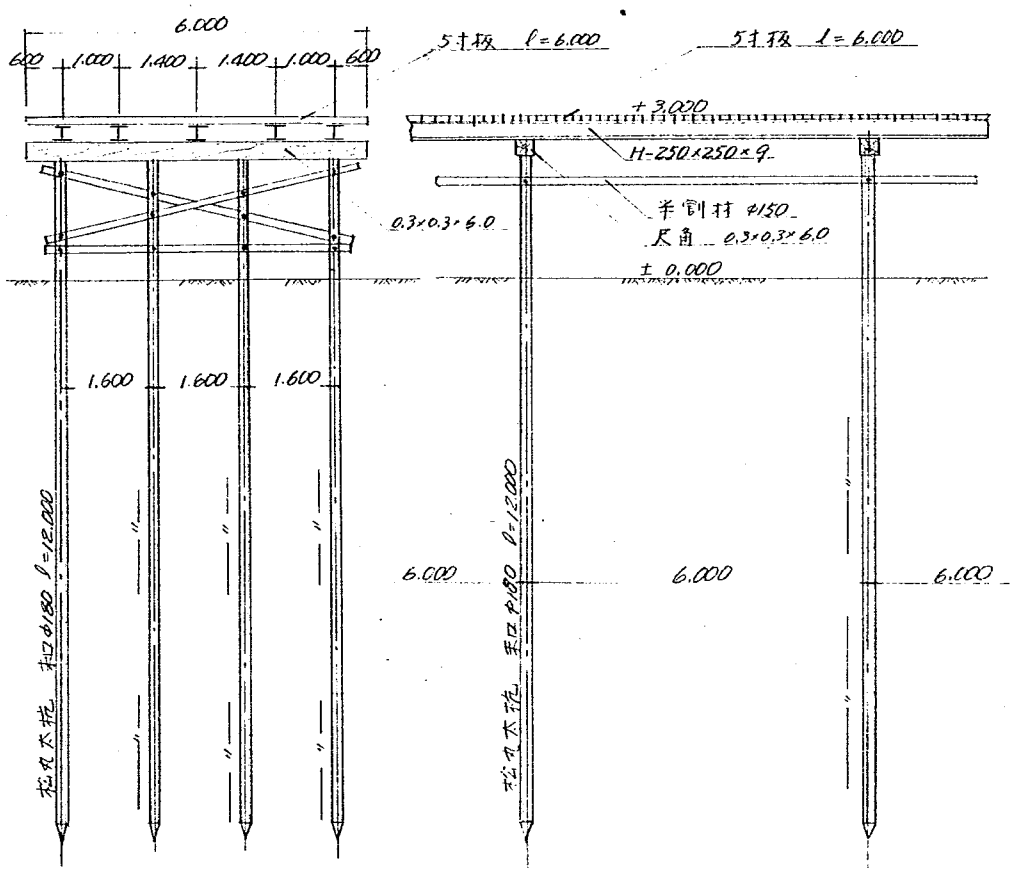
次頁図の如く 杭打作業の測量作業範囲をシートパイルにて縁切りし 上と同じく +3.0 まで申請するが フーチング面積が大きく 杭打設間隔が込み入っている関係上 二重締切りとして内側に支保工を設けるものとする。



種別	単位	一基当り数量	小計数量	摘要
中詰土量	m³	1,485	2,970	一基当り数量は
掘削土量	m³	1,210	2,420	平均値を表示
S.P. II ℓ=10.0m	枚	150	300	
	t	72.2	144	
鋼管矢板 (F.S.P) ℓ=6.0m	本	369	738	
	t	36.3	72.6	
タイロッド φ28 ℓ=4.0m	本	48	96	
	t	0.93	1.86	
腹起 C 125×65×6	m	305	610	両側2列合計
	t	4.09	8.18	

ベント機及アジテーターカー用桟橋及数量

（ベント機重量 34ᵗ）

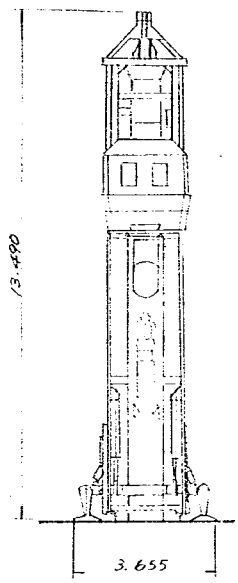


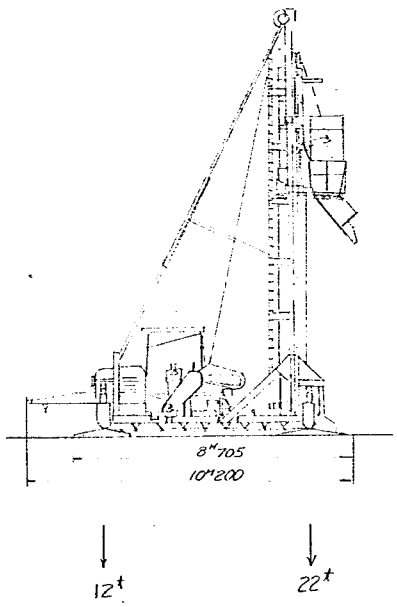
数量表

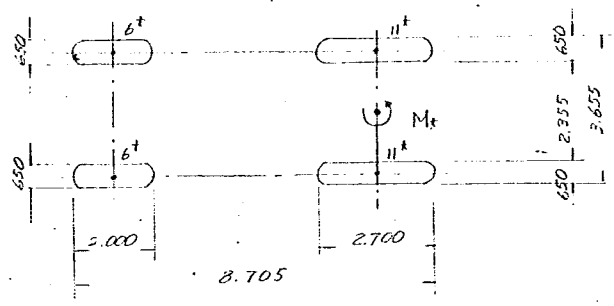
名称	呼称	数量	摘要
敷板	m³	5.40	l=6.0" 板厚 15cm
笠木	m³	0.54	l=6.0" 0.3×0.3
筋違貫木	m³	0.28	半割杉（φ150）
木杭	m³	1.92	末口φ180 l=12.000 4本
H-250×250×9	kg	2160.0	SS41
カスガイ、ボルト等	—	—	

註 長7 6.0" 当りの数量

参考　ベイト機の概略寸法及荷重







最大移動モーメント　$M_{max} = 44.0^{t\cdot m}$（機械の最大能力）

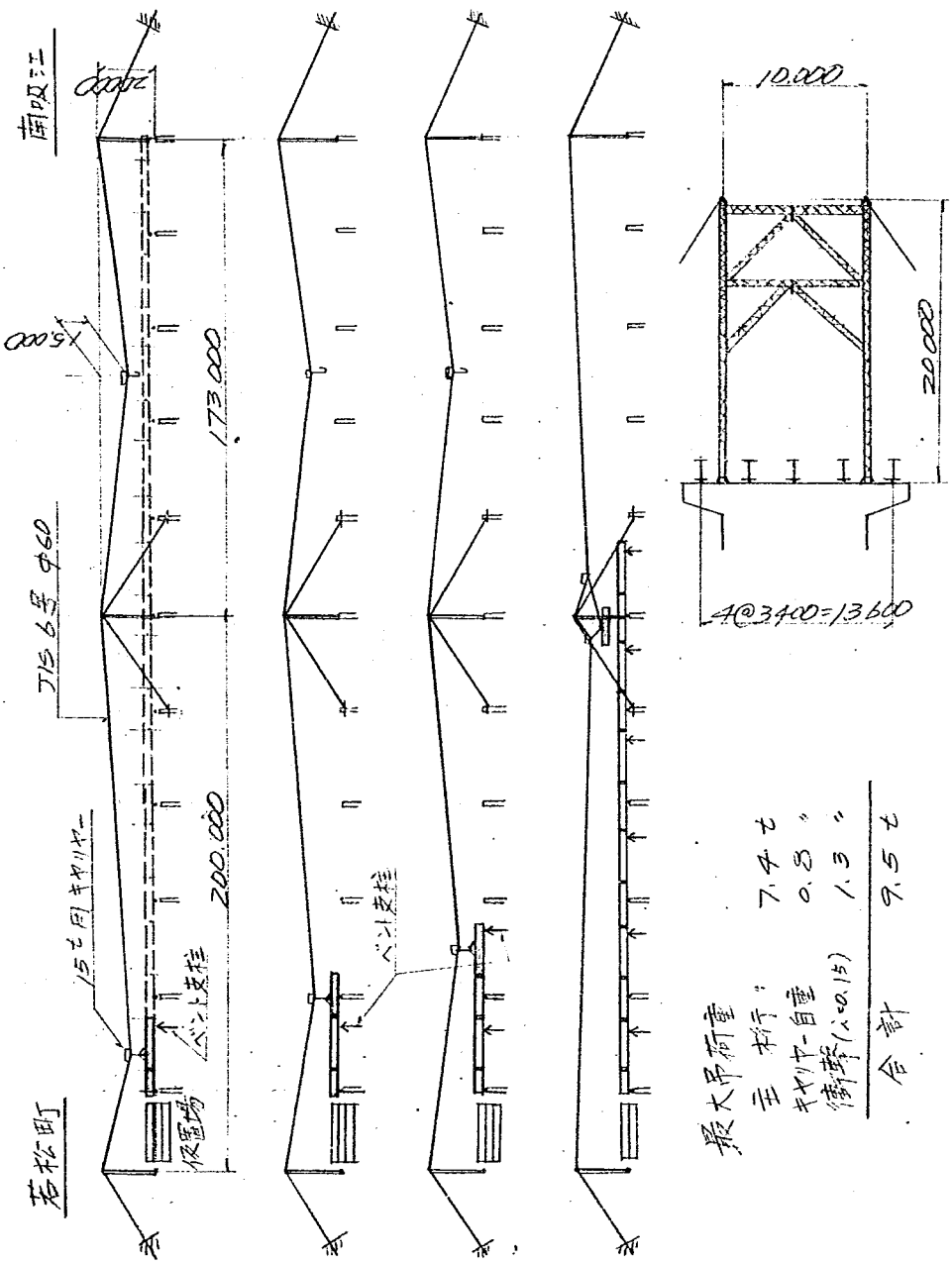
積算基準

1. 工事用仮桟橋は全延長にわたり架設するものとし、船舶の運行については考慮していない。
2. 掘削残土は掘削附近に捨土するものとした。
3. 橋台までの進入路は既設道路を使用できるものとした。
4. 動力、給水は橋台附近で受電、受水できるものとした。
5. 工事用地、後片その他補償費並に借地料は含んでいない。
6. 工期は 11ヶ月とした。 (10ヶ月+10%=11ヶ月)

下部工一式	1月	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
仮設備											
桟橋											
仮〆切											
基礎工											
下部工											
跡片付											

1.2 上部構造

架設工法は下図に示す如き ケーブルクレーン工法とする。



所要機器の種類と数量

品名	数量	備考
三脚デリック	1基	15t用、荷揚げ用、
門構	3基	桁組立用、サドル付、
ウインチ	5台	30 HP、運搬ケーブル用
キャリヤー	44台	15t吊用
運搬索	48本	JIS 6号 φ60
控索	86本	〃 φ60
横控索	64本	〃 φ25
往行索	44本	〃 φ20
巻上索	44本	〃 φ16
アンカーブロック	42ヶ	
コンプレッサー	2台	30 HP 鉄かしめ用
エアーホース		鉄かしめ用

工程計画

工種＼月	第1月	第2月	第3月	第4月	第5月	第6月	第7月
準備工							
架設工							
鉄足場工							
鉸鉄工							
跡片附							

2. 工費積算

費目	工種	種別	細目	単位	数量	単価	金額	摘要
第1案	橋梁工						415,229千円	
		下部工					220.000	
			橋台(Aw)	基	1		19.300	
			固定橋脚	〃	2		56.700	
			可動 〃	〃	7		91.400	
			橋台(Am)	〃	1		22.100	
			仮設工	式	1		30.500	
		上部工					195,229	
			鋼構造	t	745.3	70,000	52,171	
			製作	〃	745.3	85,000	63.351	
			輸送	〃	745.3	8,000	5.962	
			架設	〃	745.3	35,000	26.086	
			塗装	m²	13.000	600	7.800	
			床版	〃	5544	4,500	24.948	
			舗装	〃	5475	1,500	8.213	
			高欄	m	693	6,000	4.158	
			排水工	式	1		340	
			照明工	〃	1		2.300	

新青柳橋
基本計画資料

建設省土木研究所

新青柳橋概略設計主要事項比較書

昭和40年8月

日本建設コンサルタント株式会社

側面図 1/1000

P.1

5径間連続鋼板橋

橋長 346 900

450 — 5 @ 34 600 = 173 000 — 5 @ 34 600 = 173 000 — 450

No 5 + 15 820 / No 23 + 2 720

No 2 + 5 470 / No 11 + 2 070 / No 14 + 8 270 / No 17 + 12 470 / No 21 + 7 070

425 — 3 @ 30 450 = 115 350 — 3 @ 38 450 = 115 350 — 3 @ 38 450 = 115 350 — 425

3径間連続鋼板桁

橋長 346 900

No 5 + 15 820 / No 23 + 2 720

No 2 + 5 470 / No 11 + 2 070 / No 14 + 8 270 / No 17 + 12 470 / No 21 + 7 070

425 — 3 @ 30 450 = 115 350 — 3 @ 38 450 = 115 350 — 3 @ 38 450 = 115 350 — 425

プレストレストコンクリート3径間連続桁

橋長 346 900

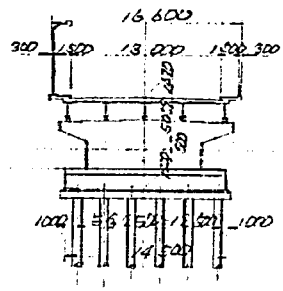
No 5 + 15 820 / No 2 + 5 470 / No 11 + 2 070 / No 14 + 8 270 / No 17 + 12 470 / No 21 + 7 070 / No 23 + 2 720

100 — 490 — 桁長 115 500 — 3 @ 38 240 = 114 720 — 100 — 880 — 桁長 115 500 — 3 @ 38 240 = 114 720 — 100 — 880 — 桁長 115 500 — 3 @ 38 240 = 114 720 — 100 — 490

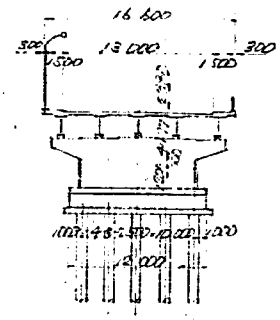
No 5 + 15 820 / No 2 + 5 470 / No 11 + 2 070 / No 14 + 8 270 / No 17 + 12 470 / No 21 + 7 070 / No 23 + 2 720

断面図 1/1000.

第1案

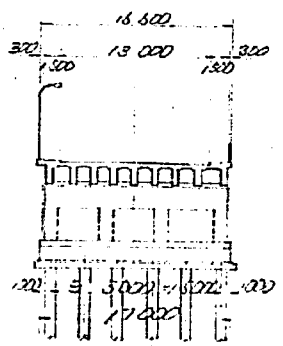


第2案



L.W.L ±0.000

第3案



比較表

比較事項 ＼ 比較案	単位	1案 全量	1案 m²あたり	1案 m²あたり比率	2案 全量	2案 m²あたり	2案 m²あたり比率	3案 全量	3案 m²あたり	3案 m²あたり比率	摘要
1 材料											
1.1 上部構造											
(1) コンクリート	m³	1220	0.220	100	1220	0.220	100	2689.2	0.485	220	主桁
								988.2	0.178	81	その他
(2) 鉄筋	t	219	0.0394	100	219	0.0394	100	122.8	0.0221	56	
(3) 鋼材	t	745.3	0.134	100	875.6	0.158	118	185.2	0.033	21	3案については PC鋼材
(支承、伸縮継手、高欄、排水設備をのぞく)											
(4) 鋼材 (同上を加えたもの)	t	814.0	0.147	100	947.7	0.171	116	—	—	—	
1.2 下部構造 (基礎を含む)											
(1) コンクリート	m³	4218.6	0.760	100	3781.4	0.681	90	7245.5	1.305	172	
(2) 鉄筋	t	304.36	0.0548	100	257.95	0.0465	85	520.12	0.0937	171	
(3) 鋼材	t	311.22	0.0561	100	339.50	0.0612	109	587.7	0.1059	189	
2. 工費											
2.1 上部構造	千円	195.229	35.200 円	100	222.227	40.900 円	116	165.650	29.800 円	85	
(1) 床版工	〃	24.948	4.500 円	100	24.948	4.500 円	100	—	—	—	
(2) 鋼構造工	〃	52.171	9.400 円	100	61.292	11.000 円	117	—	—	—	
2.2 下部構造	千円	220.000	39.600 円	100	207.000	37.300 円	94	302.000	54.400 円	137	
2.3 その他											
2.4 工費計	千円	415.229	74.800 円	100	429.227	77.300 円	103	467.650	84.300 円	113	

新青柳橋
基本計画資料

建設省土木研究所

新青柳橋径間割、橋種構造型式比較図

昭和40年8月

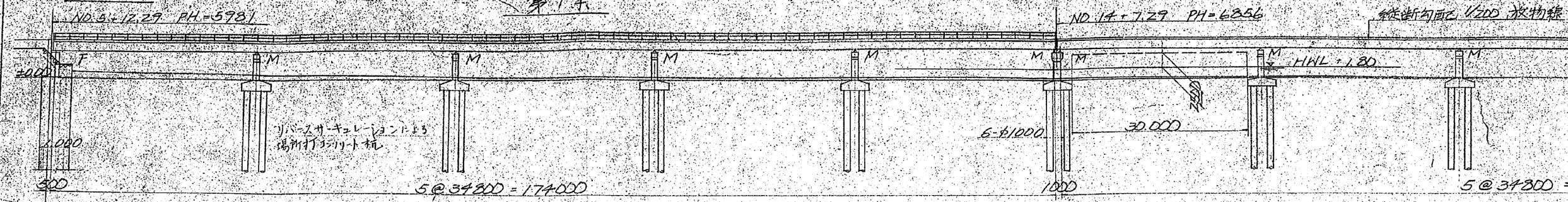
日本建設コンサルタント株式会社

側面図 1/500

若松町

第1案

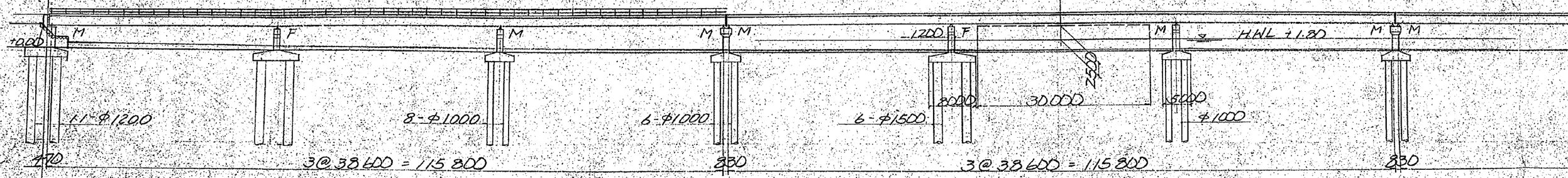
NO.5+12.29 PH=5981



第2案

NO.5+12.29 PH=5981

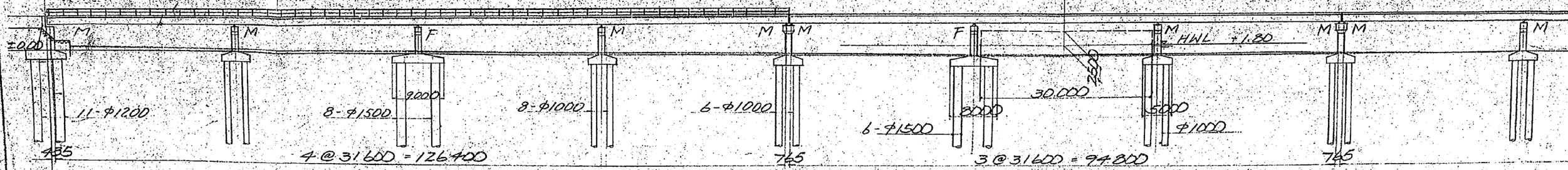
NO.14+7.29 PH=6856



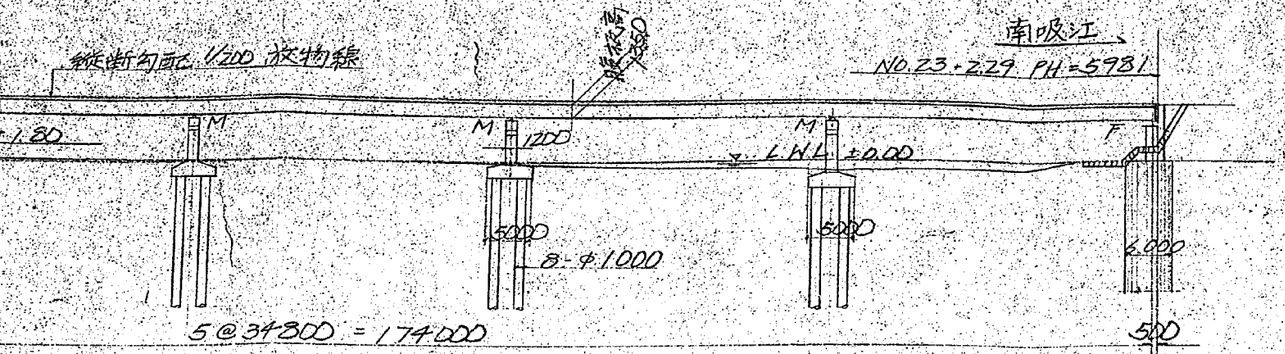
第3案

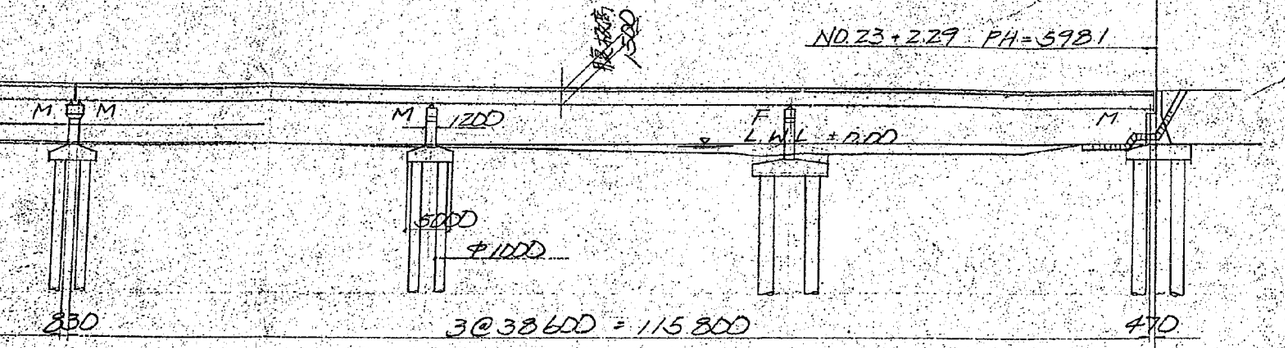
NO.5+12.29 PH=5981

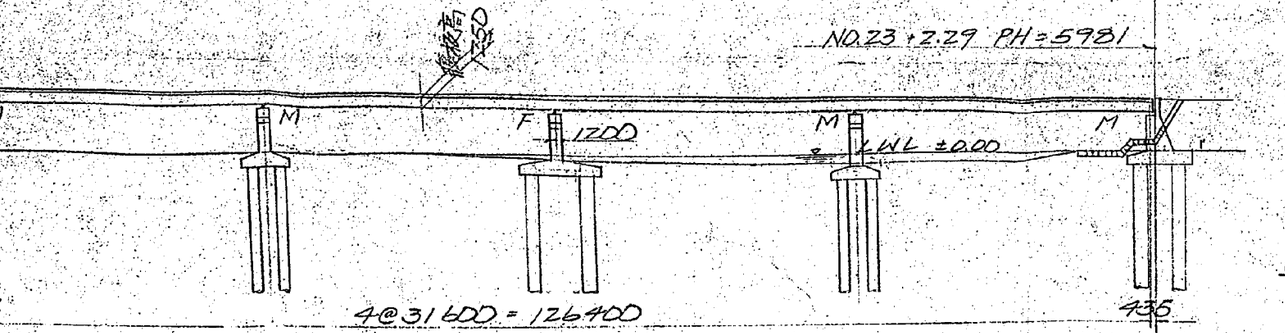
NO.14+7.29 PH=6856



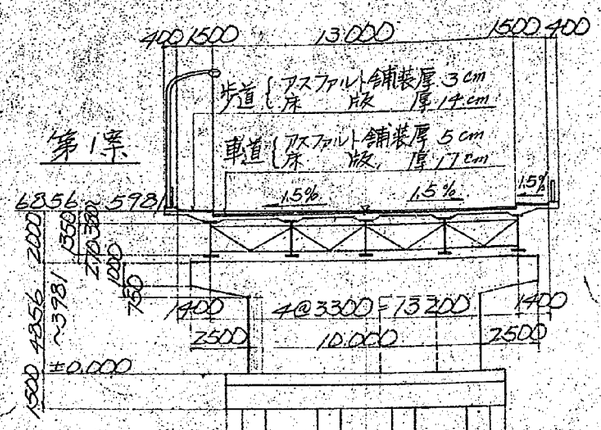
縦断勾配 1/200 放物線







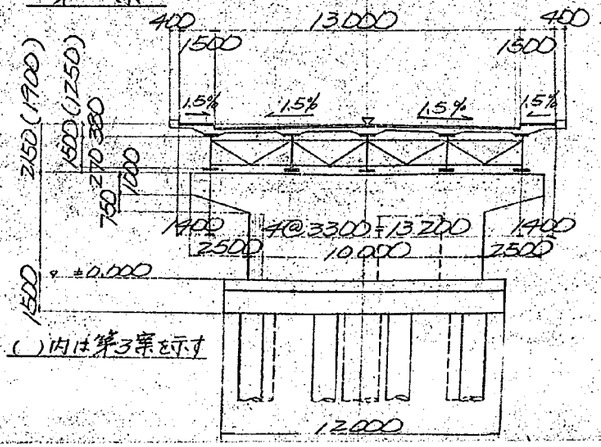
横断面図 1/200



第1案

第1案		
構造型式	上部工	5径間連続鋼鈑桁
	下部工	
橋長	350m000	
径間割	5@34m300	2連
幅員	歩道 2@1m500	車道 13m000

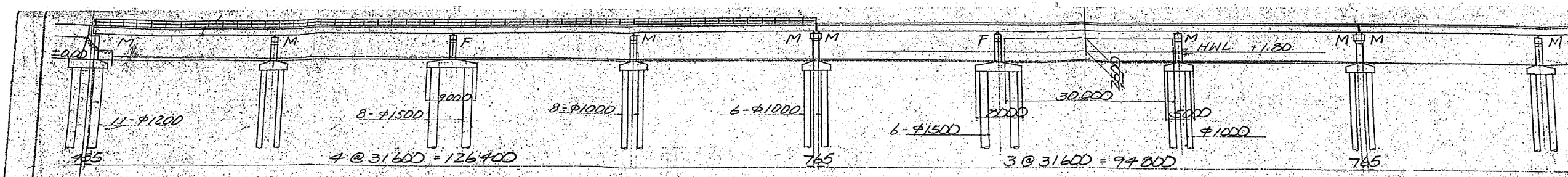
第2案
第3案



( )内は第3案を示す

第2案		
構造型式	上部工	3径間連続鋼鈑桁
	下部工	
橋長	350m000	
径間割	3@38m600	3連
幅員	歩道 2@1m500	車道 13m000

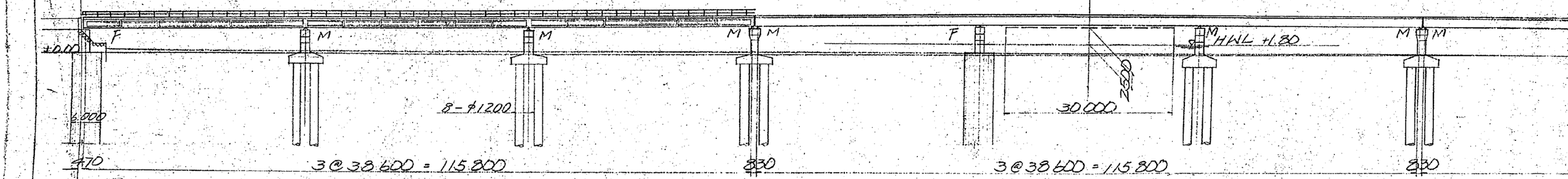
第3案		
構造型式	上部工	4径間及び3径間連続鋼鈑桁
	下部工	
橋長	350m000	
径間割	4@31m600	2連
	3@31m600	1連
幅員	歩道 2@1m500	車道 13m000



NO.5+12.29 PH=5781

第4案

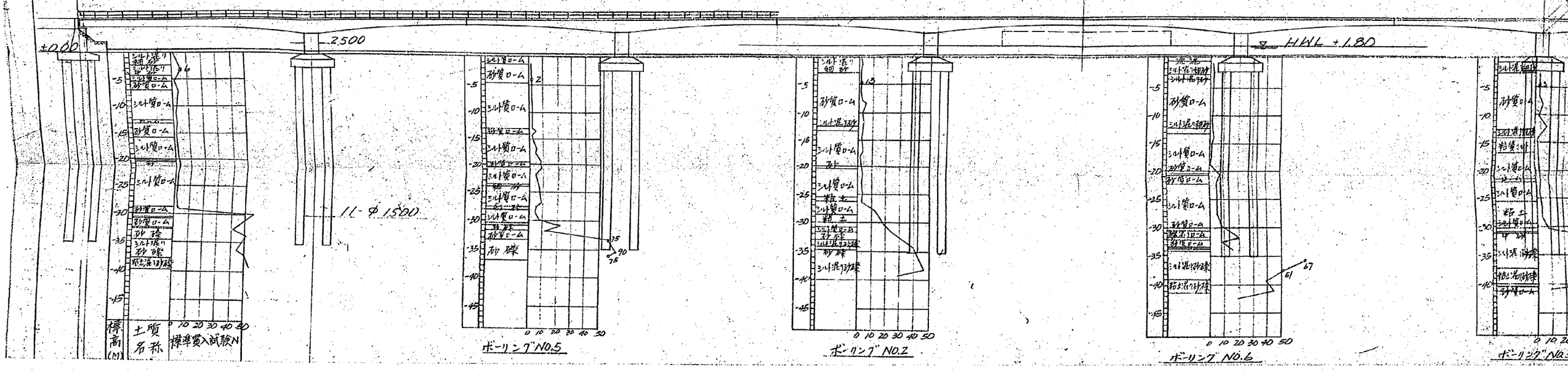
NO.14+7.29 PH=6856

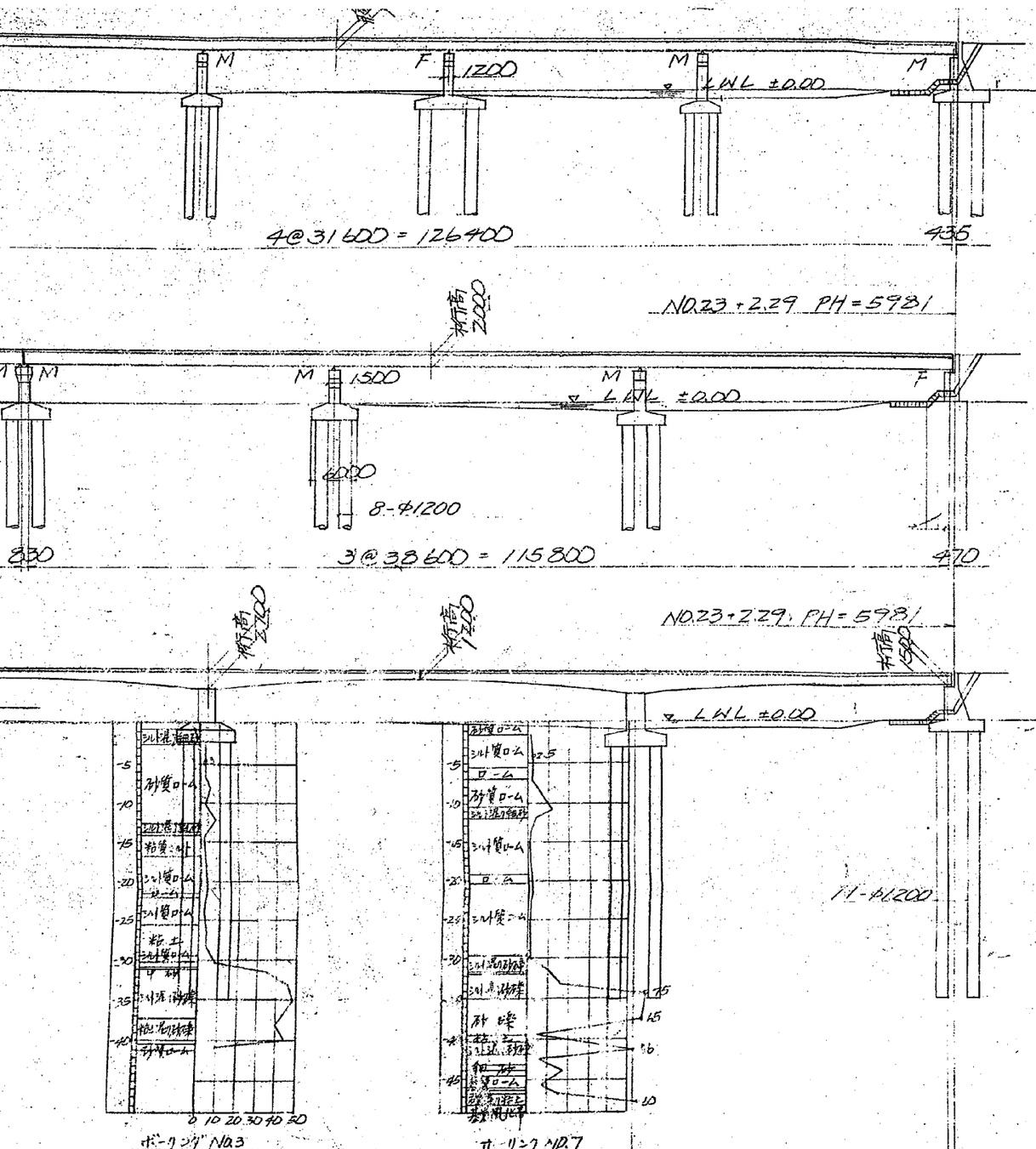


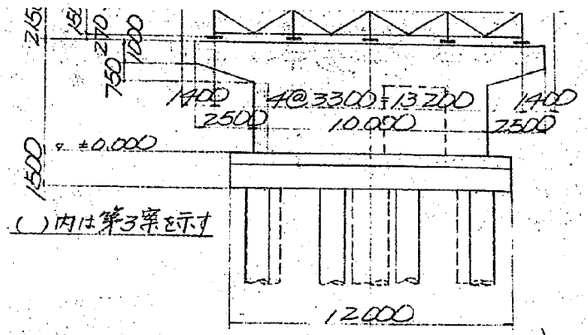
NO.5+12.29 PH=5781

第5案

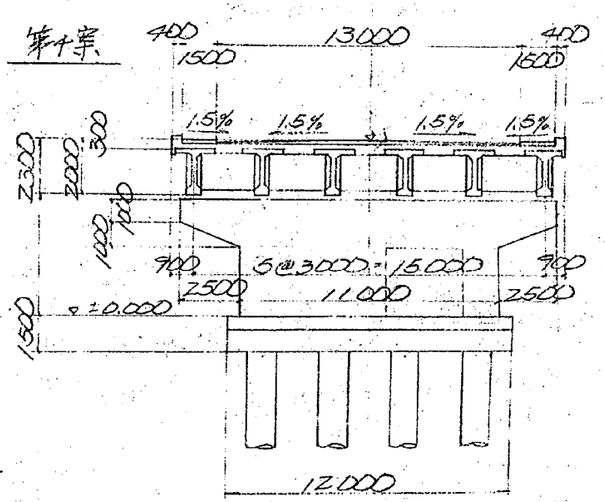
NO.14+7.29 PH=6856



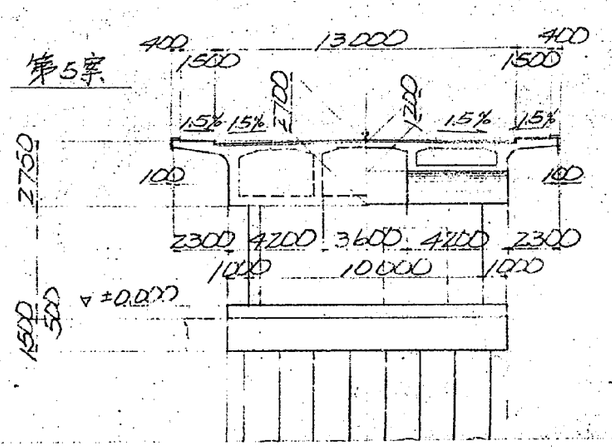




第3案		
構造型式	上部工	4径間及び3径間連続鋼鈑桁
	下部工	
橋長	350"000	
径間割	4@31"600 2連 3@31"600 1連	
幅員	歩道2@1"500 車道13"000	



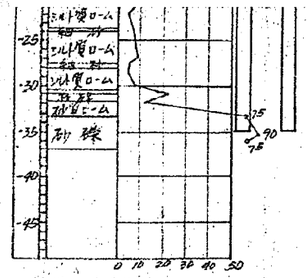
第4案		
構造型式	上部工	3径間連続PC桁
	下部工	
橋長	350"000	
径間割	3@38"600 3連	
幅員	歩道2@1"500 車道13"000	



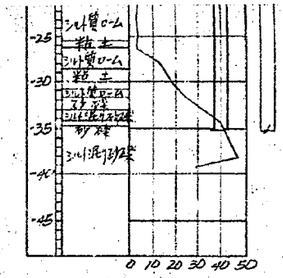
第5案		
構造型式	上部工 下部工	中央ヒンジを有するPC連続ラーメン
橋長	350"000	
径間割	側面図参照、	
幅員	歩道2@1"500 車道13"000	

註 標高は高知港基準面を基準とする。

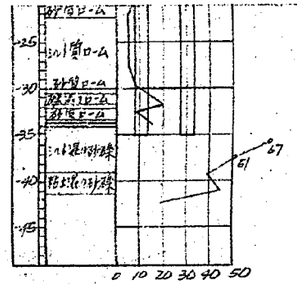
ボーリング NO.1



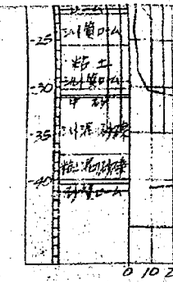
ボーリング NO.5



ボーリング NO.7



ボーリング NO.6



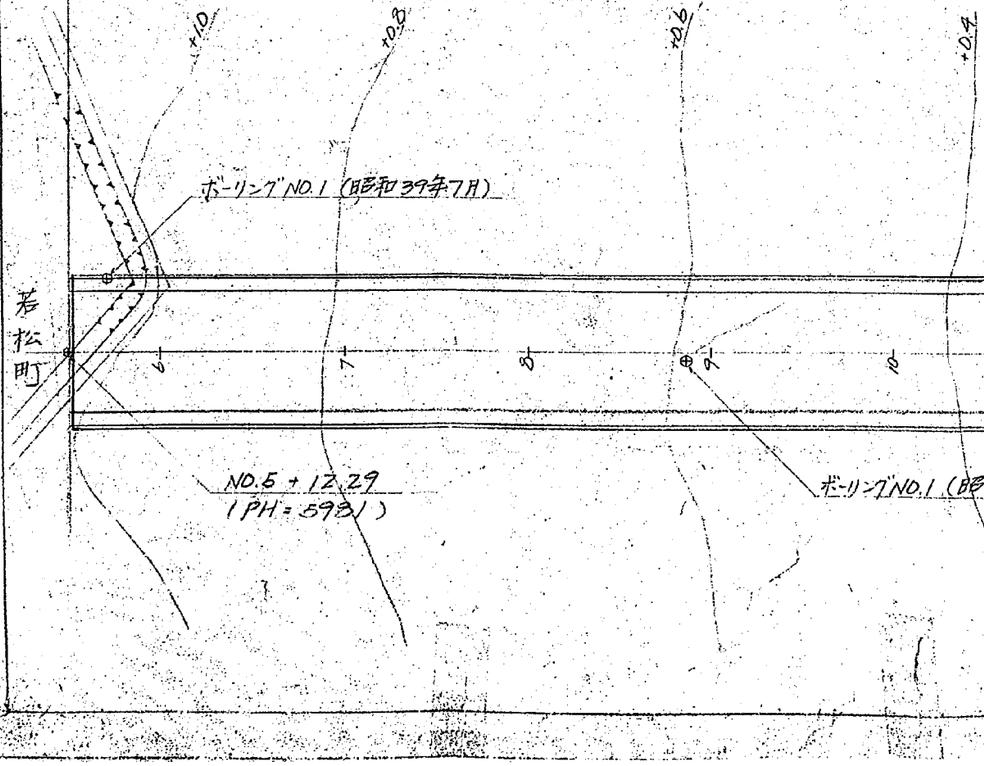
ボーリング NO

500 — 39500

5@7000 = 27000
橋長 35000

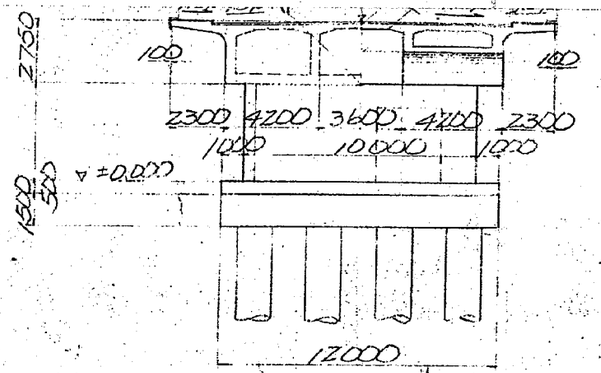
11-φ1500

平面図 1/500

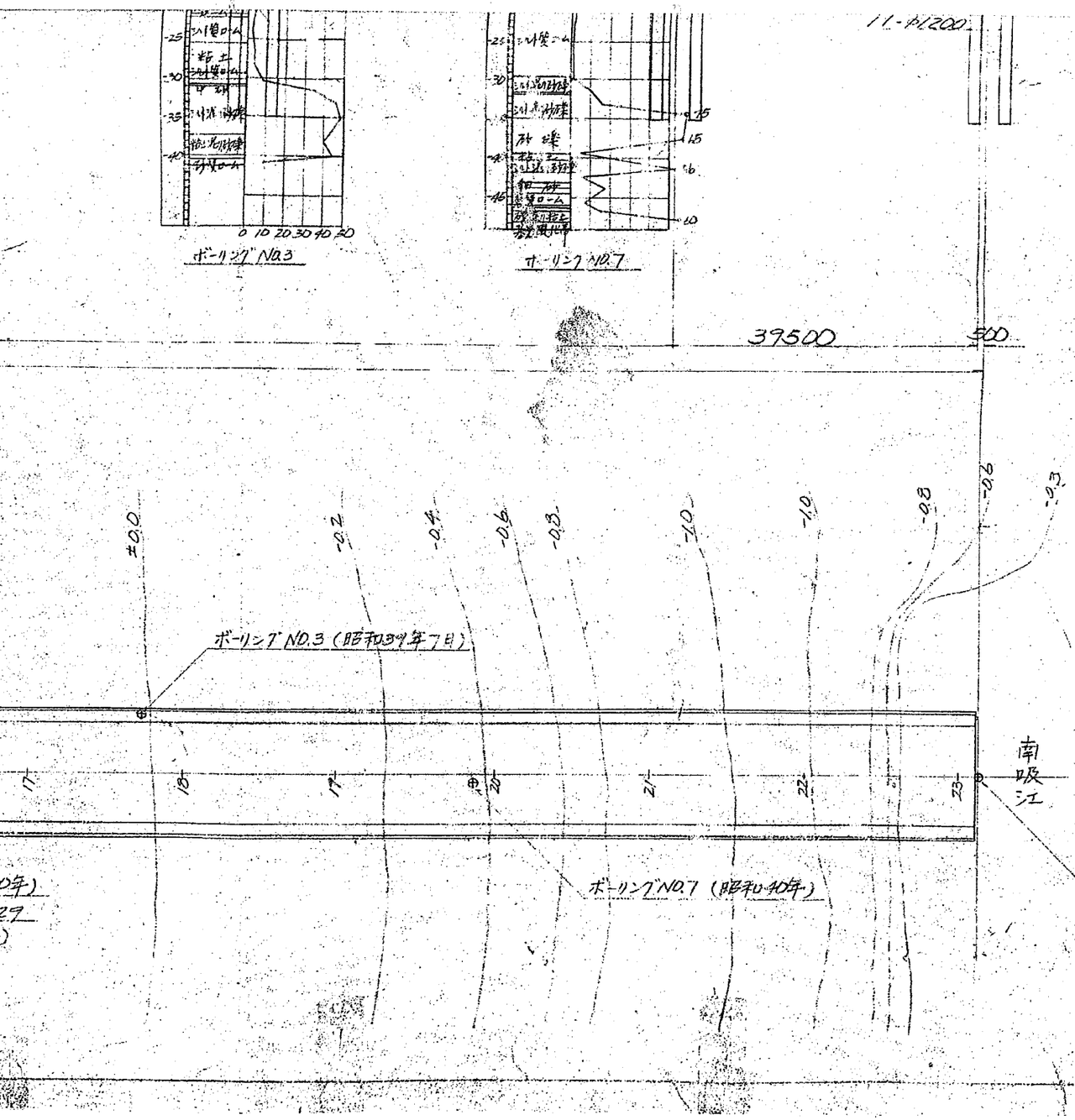


ボーリング NO.3

ボーリング NO.7



註 標高は高知港基準面を基準とする



新青柳橋基本計画資料作成			
図名	径間割 橋種構造型式比較図		
予算名			
路線箇所	一般地方道 II-3-6 南御座仁井田線 高知市若松町～南吸江		
設計		照査	
備考		図番	
建設省土木研究所			

新 青 柳 橋
基本計画資料

建 設 省 土 木 研 究 所

新 青 柳 橋 才 1 案 概 略 設 計 図

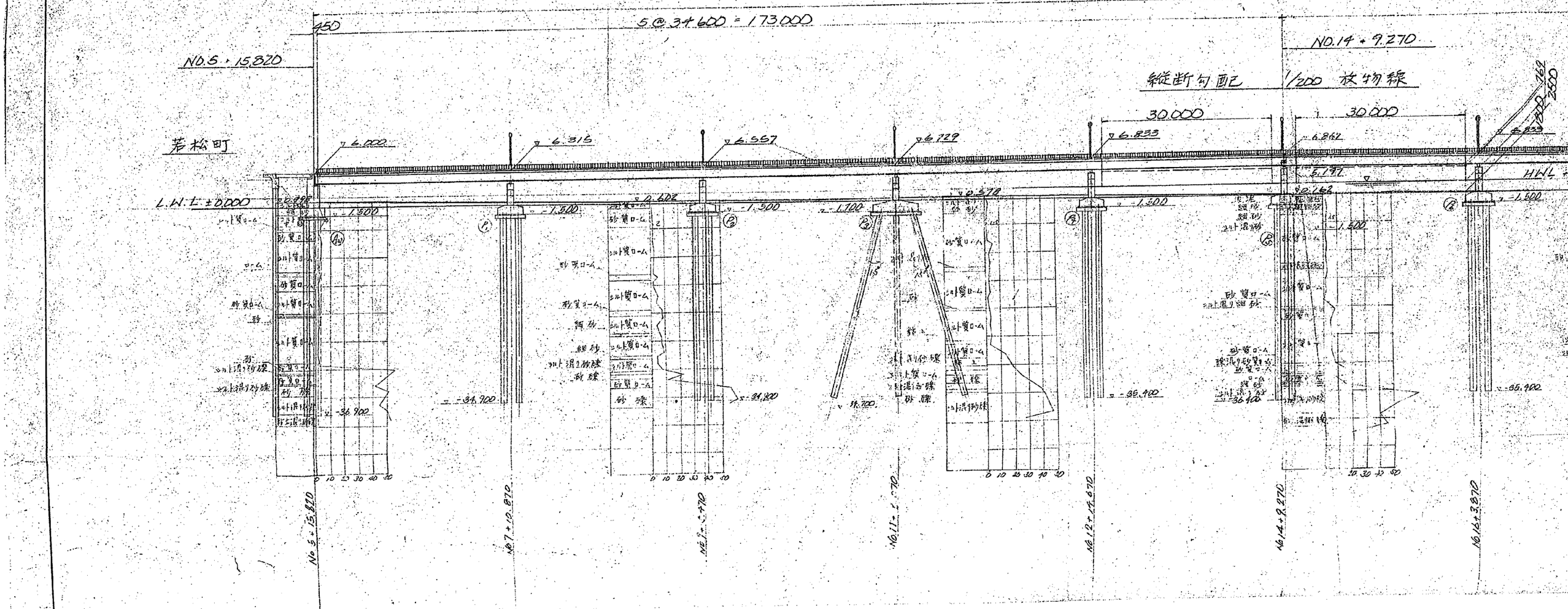
昭 和 4 0 年 8 月

日 本 建 設 コ ン サ ル タ ン ト 株 式 会 社

図番	図面の名称
1-1	一般図
1-2	上部構造概要図
1-3	〃 〃
1-4	下部構造概要図
1-5	〃 〃

側面図 1/500

橋長 346900



600

5@ 34600 = 173000

450

NO.23 + 7.720

+ 9.270

支物線

30.000

南吸江

HWL +1.800

L.W.L ±0.000

▽6.833

▽6.729

▽6.557

▽6.315

▽6.220

▽-0.880

▽-0.828

▽-0.135

-1.500

-1.700

-1.500

-1.500

-1.500

No.5+15.820

No.7+10.870

No.9+5.920

No.11+.970

No.12+14.870

No.14+9.920

No.16+3.870

E.C 104+4.08

No.5

+1.0

+0.0

+1.5

+2.2

N

吉松町

165.500

11.000

1.500

11.000

1.500

1.500

1.650 1.650

1.200

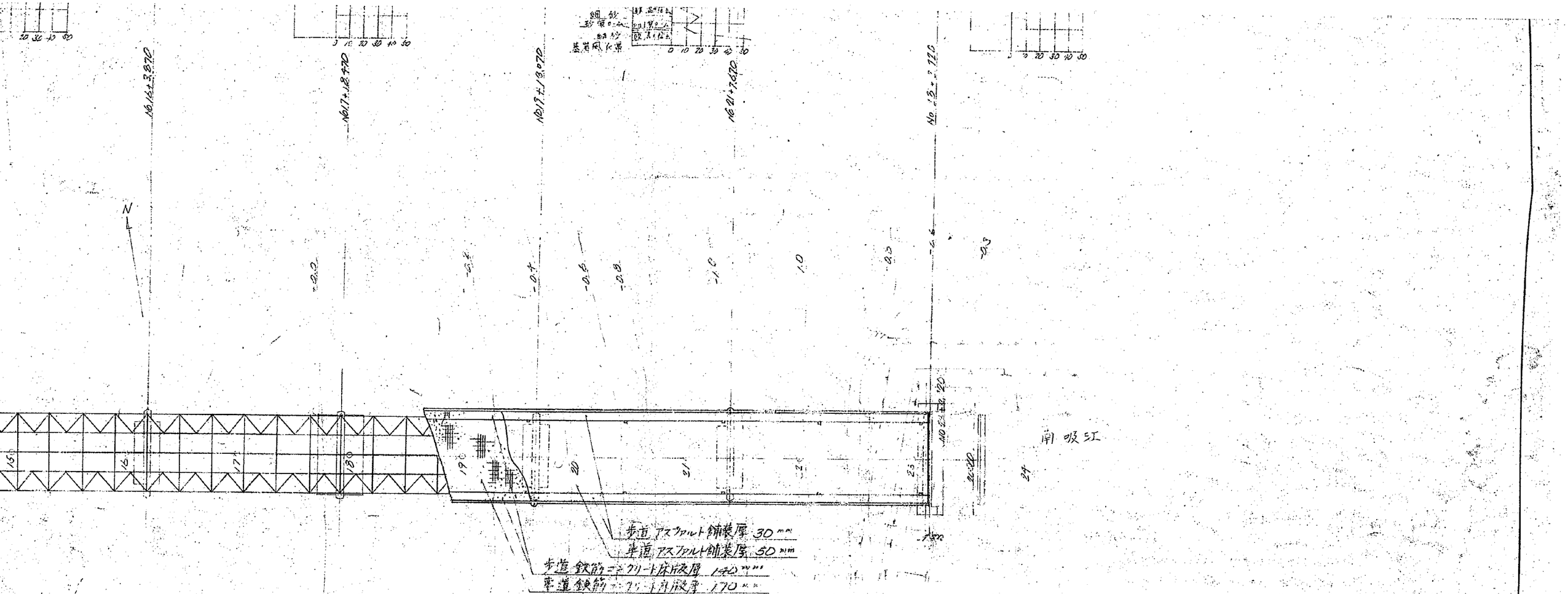
4.500

4.500

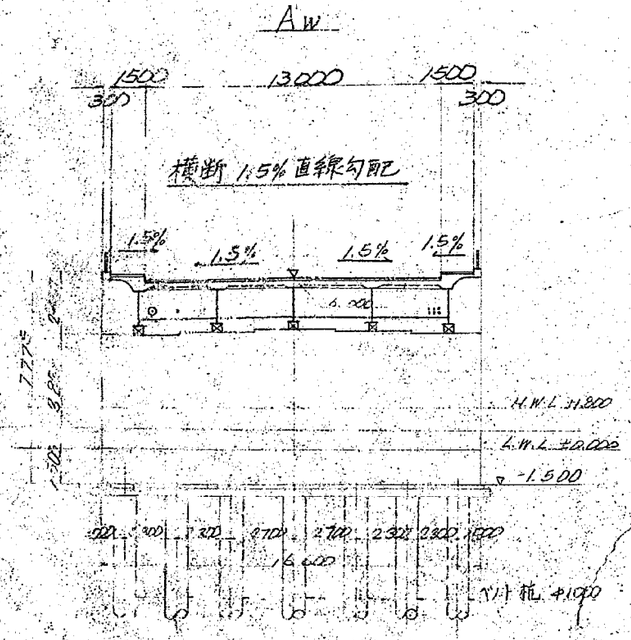
3.500

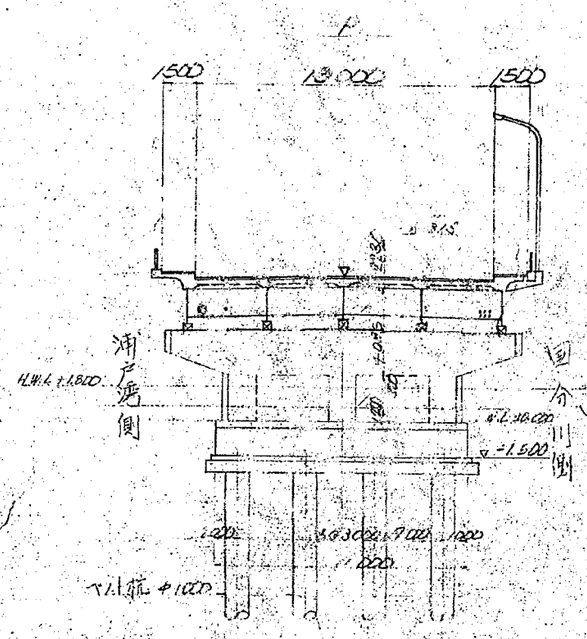
3.500

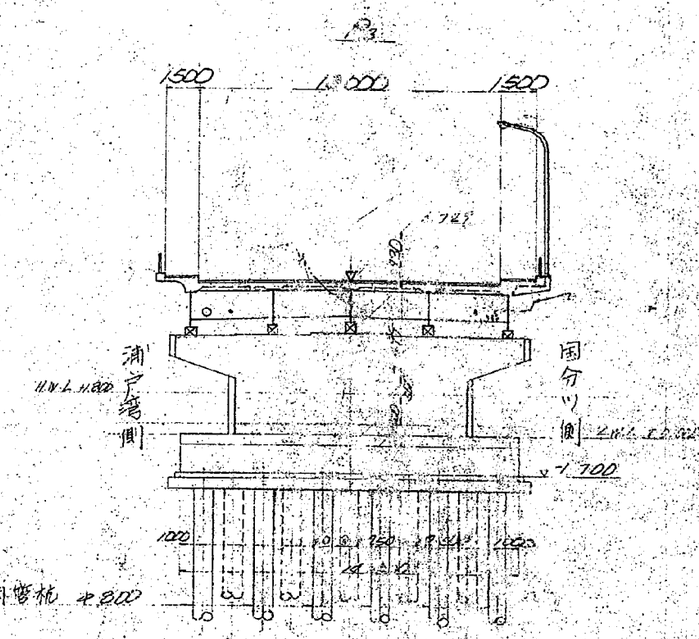
3

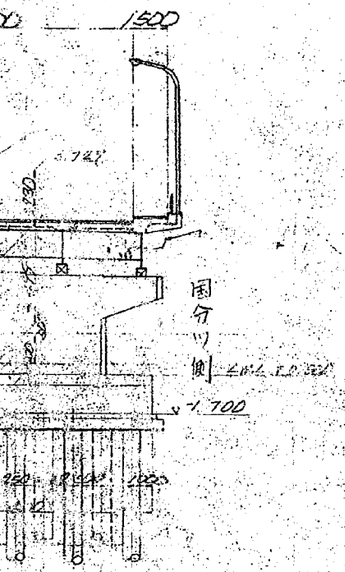

No.14+3.870
No.17+12.470
No.19+3.070
No.21+7.670
No.23+7.770
N
-0.2
-0.4
-0.6
-0.8
-1.0
-0.3
-0.5
-0.7
-0.9
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
南吸江
歩道 アスファルト舗装厚 30 mm
車道 アスファルト舗装厚 50 mm
歩道 鉄筋コンクリート床版厚 140 mm
車道 鉄筋コンクリート床版厚 170 mm

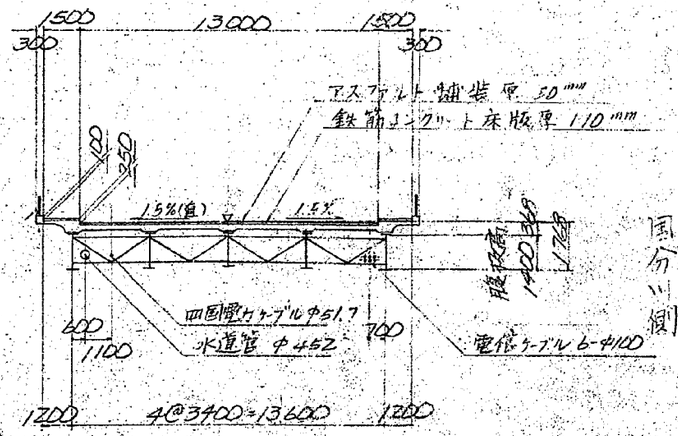
進行面図 1/200


A
A'
1500
13,200
1500
300
300
横断 1.5% 直線勾配
1.5%
1.5%
1.5%
1.5%
H.W.L +1.800
L.W.L ±0.000
-1.500
1200
1200
2700
2700
2300
2300
1000
6,400
ベント杭 φ1000


B
B'
1500
13,000
1500
H.W.L +1.800
浦戸湾側
国分川側
-1.500
1200
3@3000
9,000
1200
6,000
ベント杭 φ1000


C
C'
1500
4,000
1500
H.W.L +1.800
浦戸湾側
国分川側
-1.700
1000
1000
1500
1500
鋼管杭 φ800





設計条件	
橋格	1等橋（TL-20）
上部構造型式	5径間連続鋼鈑桁
下部構造型式	両端張出し壁式橋脚
地震係数	鉛直 k=1 水平 0.2

注

(1) 標高は高知港基準面（東京湾中等潮位 + ″）

(2) 地形図は昭和 年 月高知県土木部測量図による。

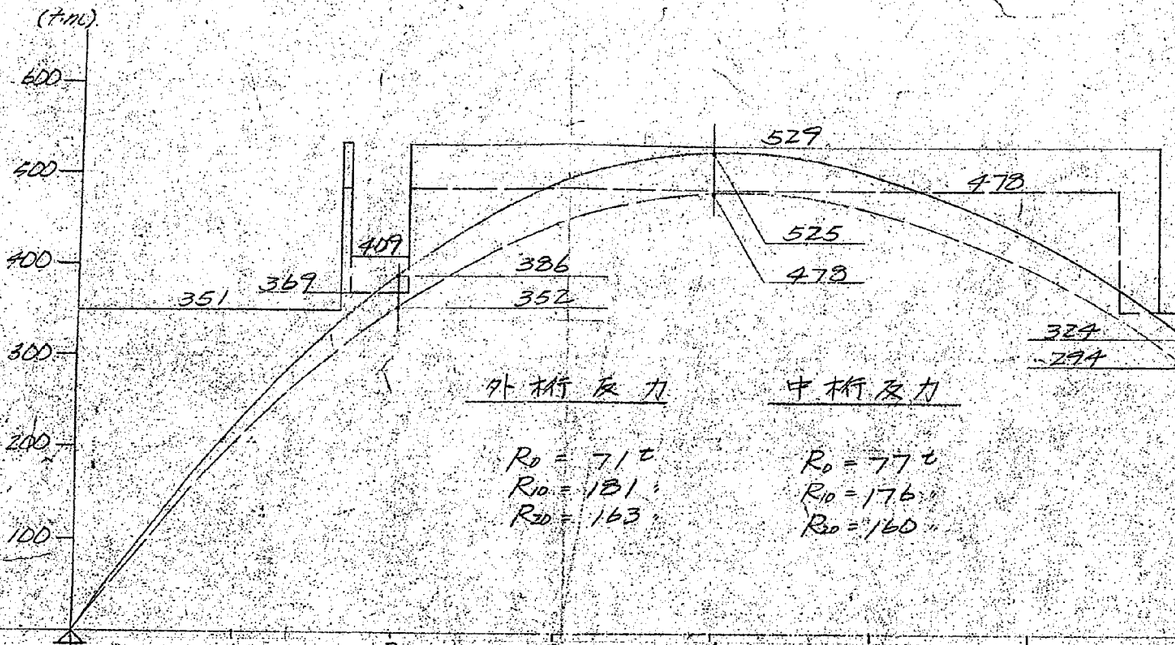
(3) 基礎地盤柱状図は による。

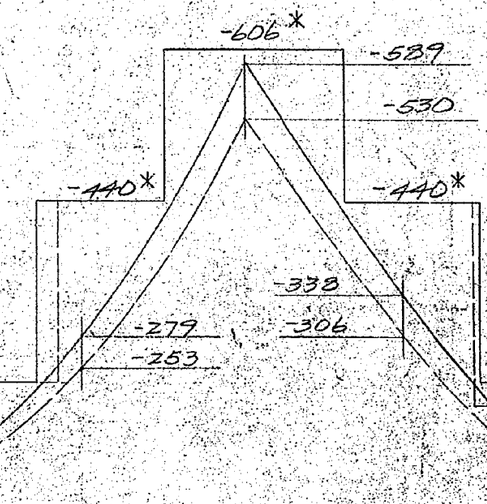
新香枦橋基本計画資料作成

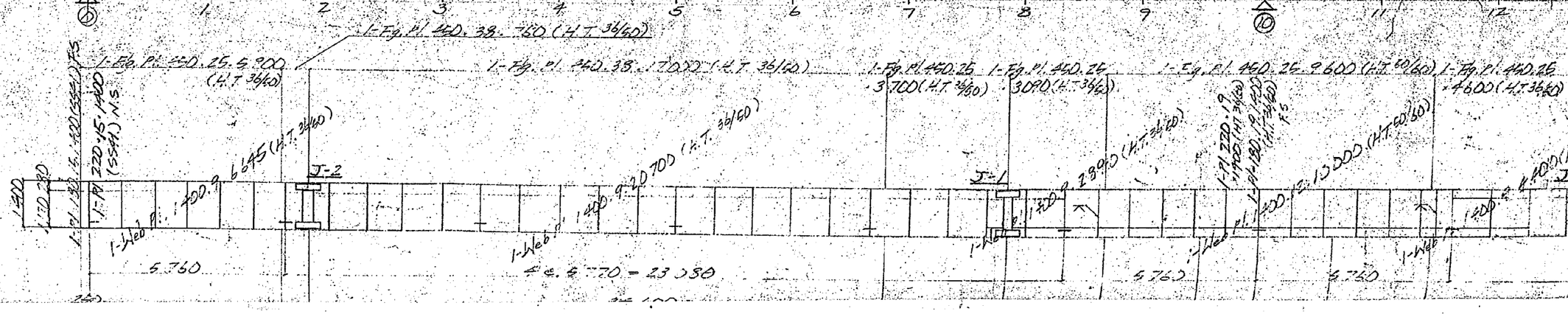
工名	〃（案）	一般図	
予算名			
路線箇所	一般県道 江ノ口・三ツ石南御座仁井田線 高知市万々松山～南吸江		
設計		照	
備考		図	ノ1

建設省土木 所

主桁曲げモーメント及び抵抗モ



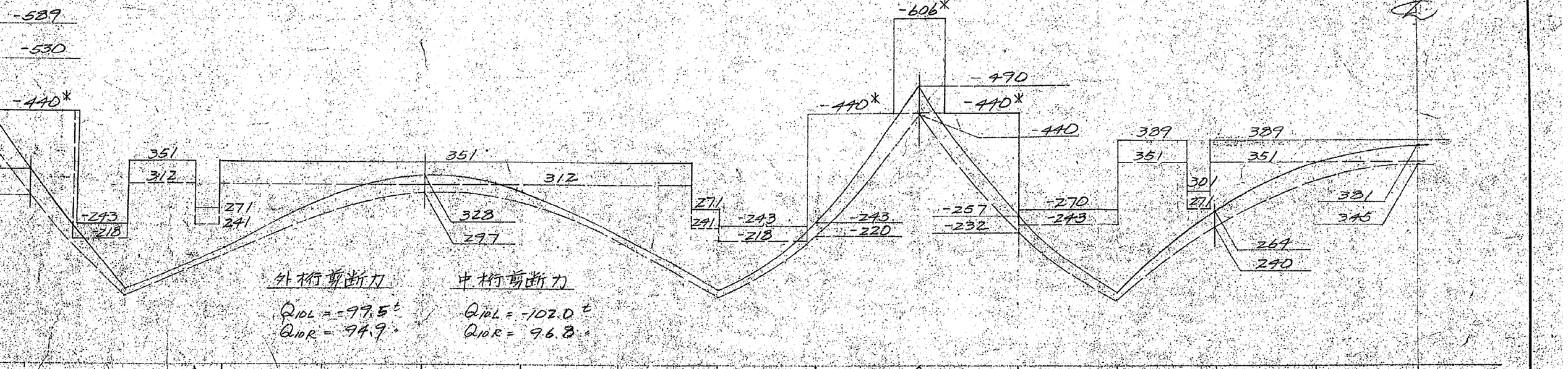




及び抵抗モーメント図　1/100

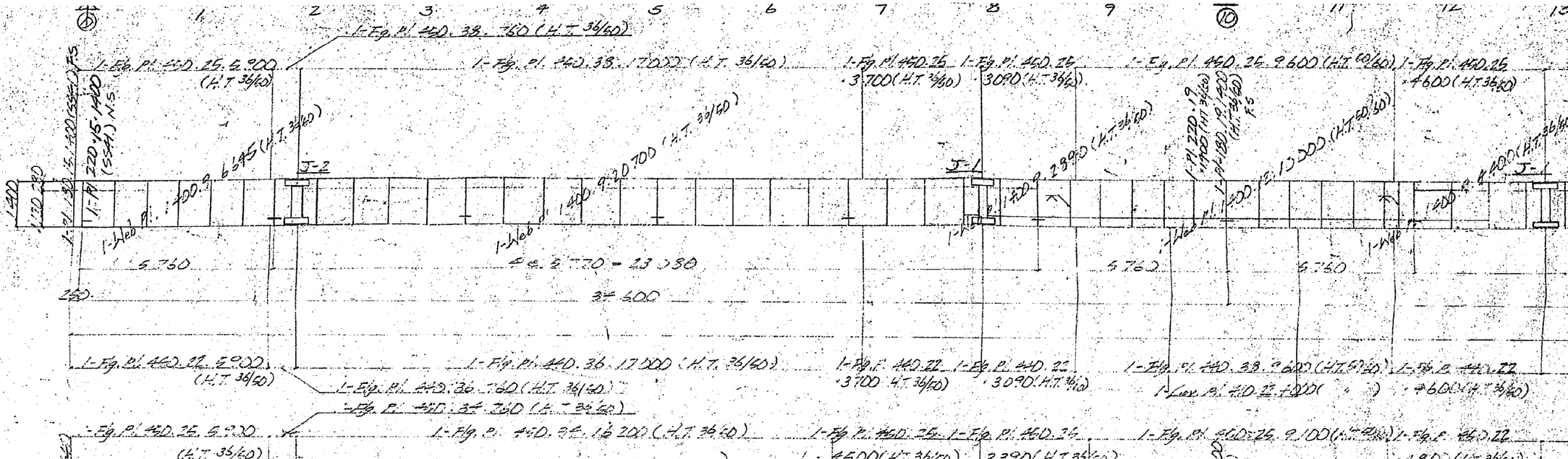
——— 外桁
- - - - - - - 中桁

＊印 HT 60/60　他は HT 36/50



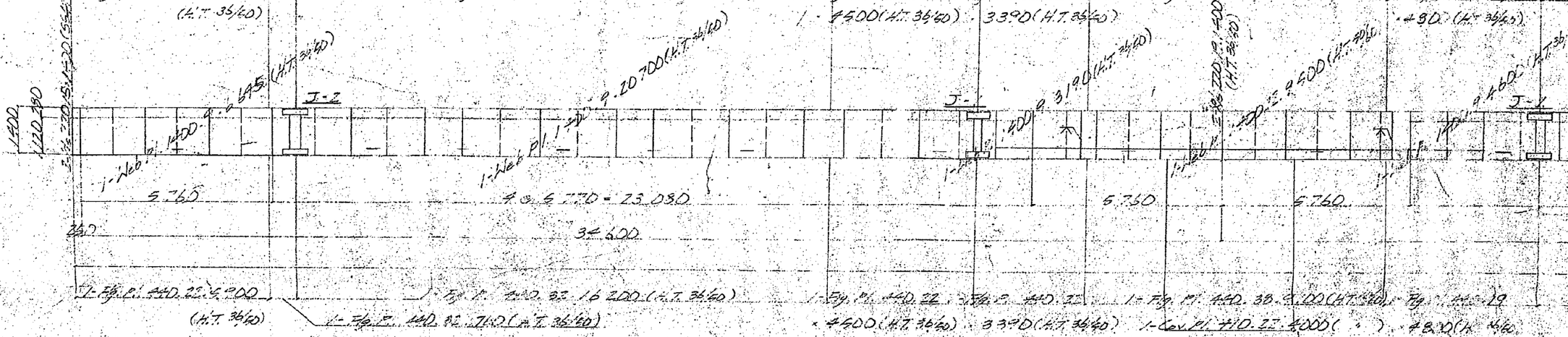
外桁

1/100



中桁

1/100



Web Splice 1/20

4-Pl 180.9.760 (H.T 36/60
2-Pl 3.0.9.980 (")

Flange Splice 1/20

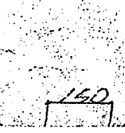
J-1

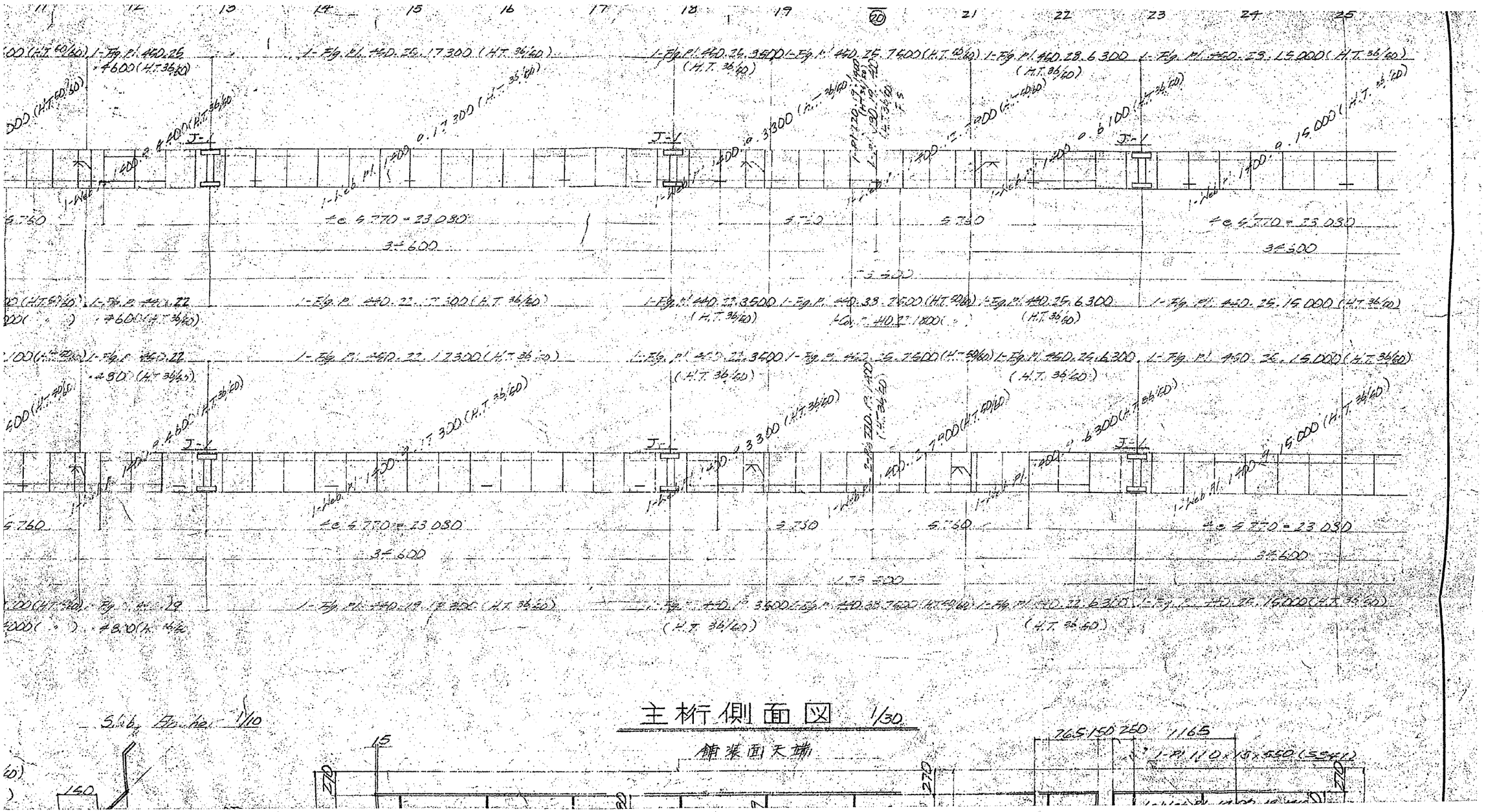
1-Sp Pl 460.14.880 (H.T 36/60)
2-Sp Pl 200.6.880 (")

J-2

1-Sp Pl 460.18.1240 (H.T 36/60)
2-Sp Pl 200.22.1240 (")

Slab Reinf.

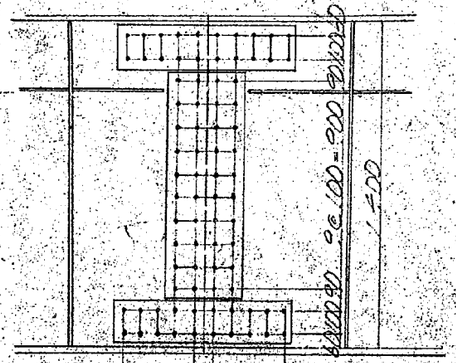



11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
J-1
J-2
J-3
J-4
J-5
J-6
J-7
J-8
J-9
J-10
J-11
J-12
J-13
J-14
J-15
J-16
J-17
J-18
J-19
J-20
J-21
J-22
J-23
J-24
J-25
J-26
J-27
J-28
J-29
J-30
J-31
J-32
J-33
J-34
J-35
J-36
J-37
J-38
J-39
J-40

(H.T 36/50)　L-Fls.P. 440.32.710(H.T 36/50)　× 4500(H.T 36/50)　3 370(H.T 36/50)　1-Cv.Pl. 410.22 4000(")　#8.0(H.

Web Splice 1/20

4-Pl 180.9.750 (H.T 36/50)
2-Pl 310.9.930 (")



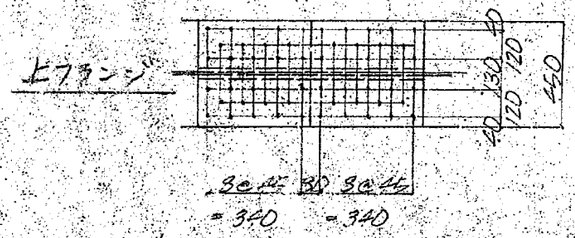
リベット：φ22 SV41

Flange Splice 1/20

J-1

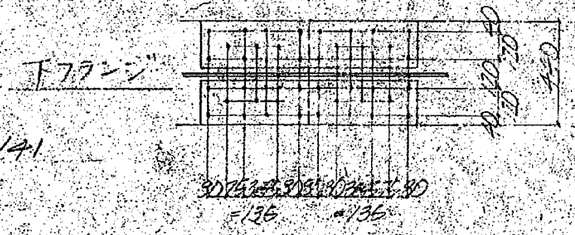
1-Sp. Pl. 450.14.330 (H.T 36/50)
2-Sp. Pl 200.16.330 (")

上フランジ



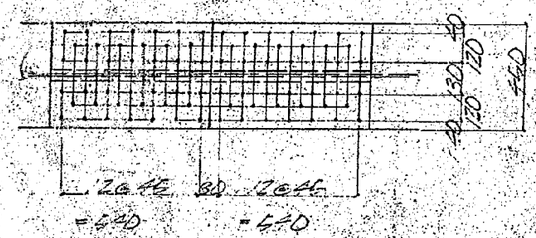
1-Sp. Pl. 440.13.400 (H.T 36/50)
2-Sp. Pl 200.15.400 (")

下フランジ

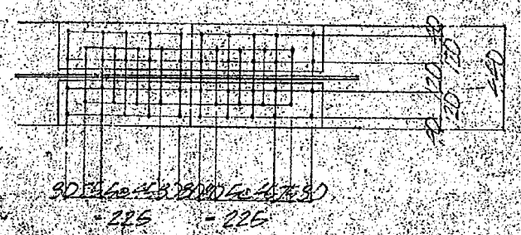


J-2

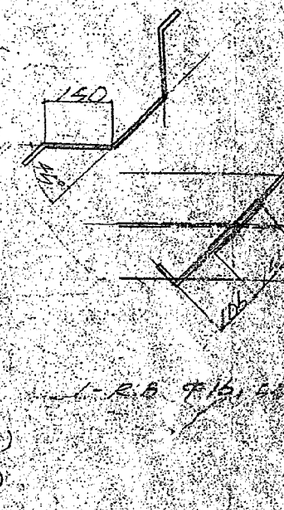
1-Sp. Pl. 450.19.1240 (H.T 36/50)
2-Sp. Pl 200.22.1240 (")



1-Sp. Pl 440.19.1050 (H.T 36/50)
2-Sp. Pl 200.22.1050 (")



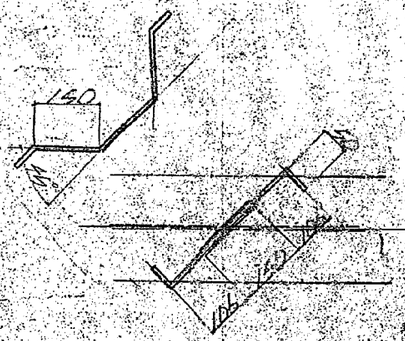
Slab Bl



L-R.B #15

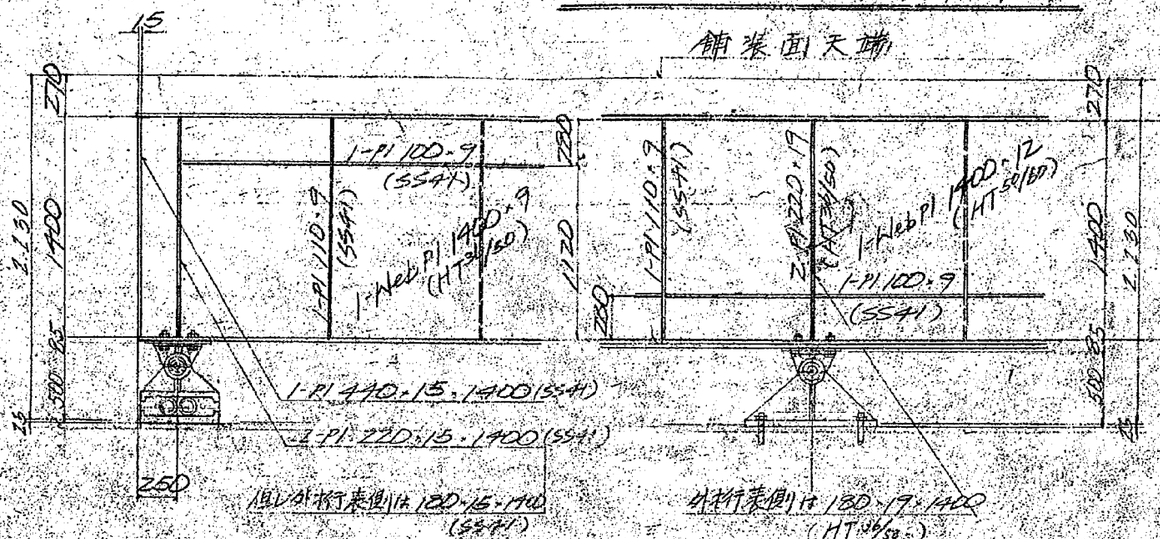
注：特記なき垂直補剛材は
水平補剛材はすべて
板厚 t≦22mm
t>22 "

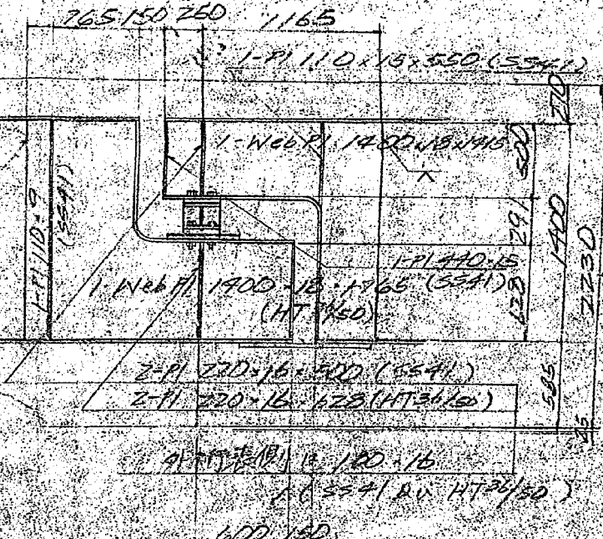
Slab 厚 h= 1/10

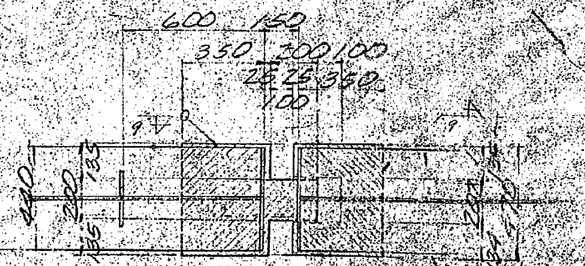


1-R.B 下16×660 (SS41)

主桁側面図 1/30





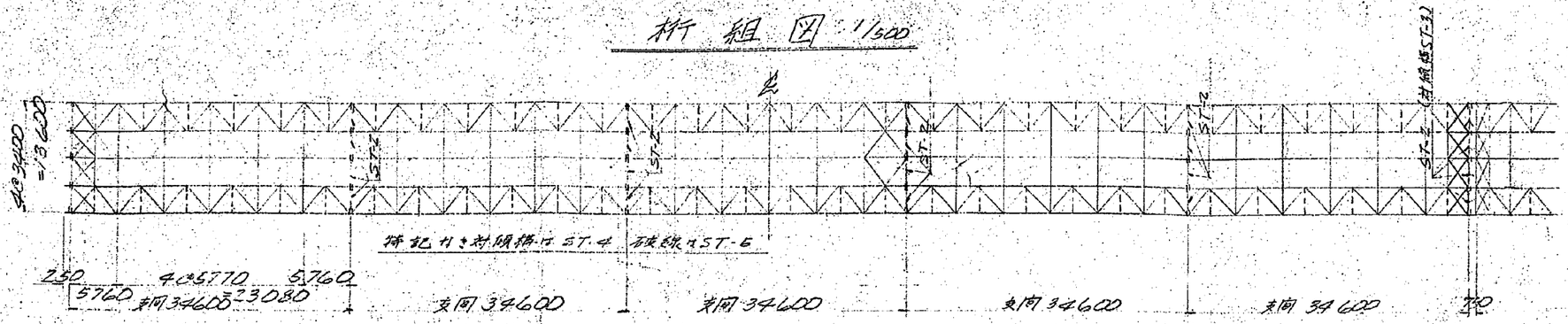


特記なき垂直補剛材はすべて 1-Pl 110·9 (SS41)
水平補剛材はすべて 1-Pl 100·9 (SS41)

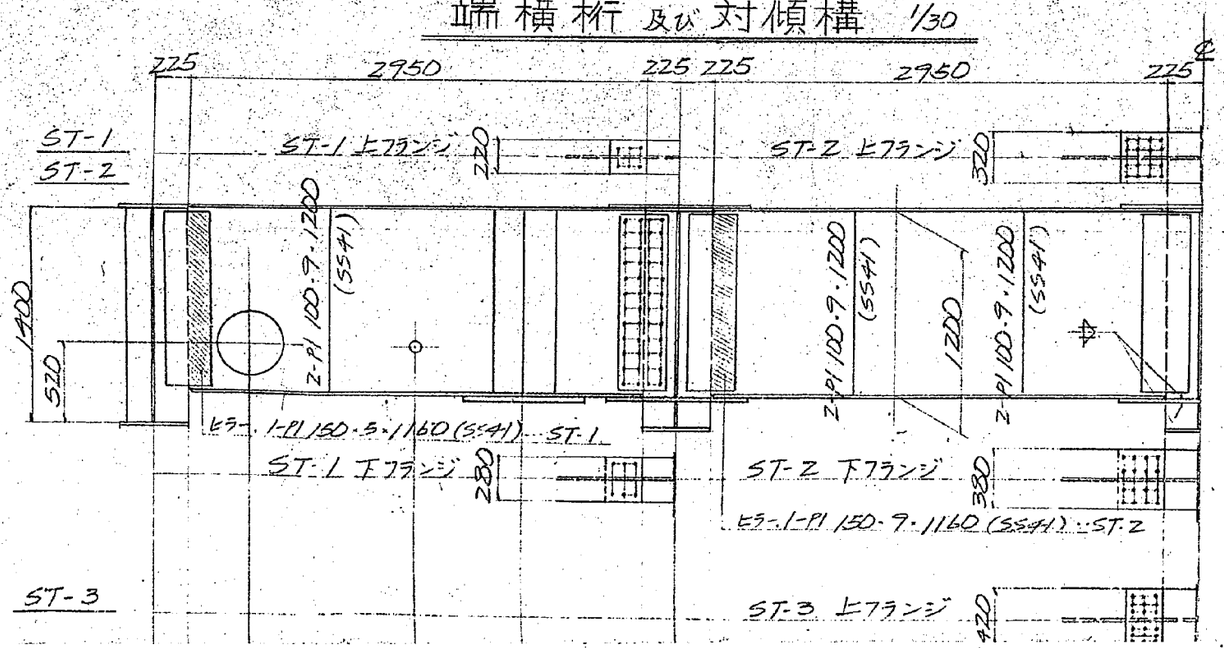
板厚	光 ≤ 22 mm	22 mm < t ≤ 22 mm
主桁	SM41, HT36/50 A	HT50/60 A
	SM41, HT36/50 B	HT50/60 B

新青柳橋基本計画資料作成	
図名	木工案 上部構造概要図
予算名	
路線箇所	一般地方道 E-3 名古屋臨港線 西知多産業町～前浜工
設計	照査
備考	図番 1-2
建設省土木研究所	

桁 組 図 1/600



端横桁 及び対傾構 1/30

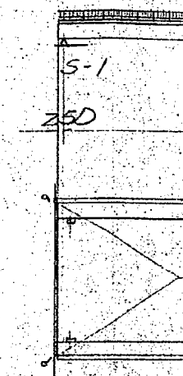


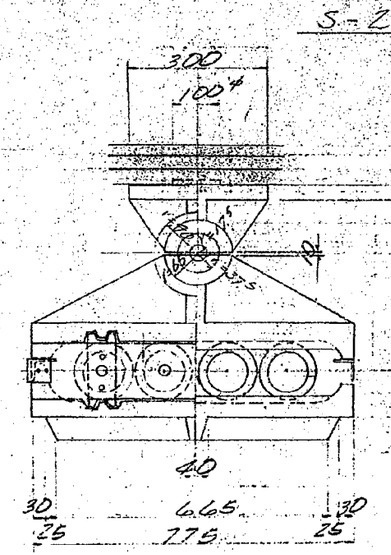
ST-1

4-Flg Pl	220	10	2950 (SS41)
4-Web Pl	1200	10	2950 (〃)
4-Flg Pl	280	12	2950 (〃)
3-Spl Pl	220	10	910 (〃)
3- 〃	280	12	910 (〃)
16- 〃	310	9	1160 (〃)
12-Stiff Pl	120	10	1200 (〃)
12- 〃	100	9	1200 (〃)
2-Sole Pl	400	22	800 (〃)

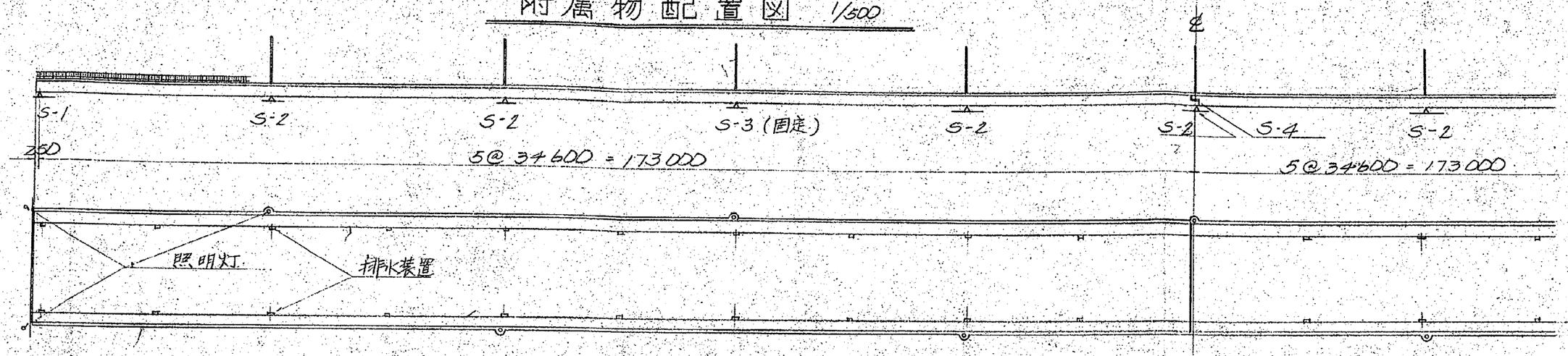
ST-2

4-Flg Pl	320	18	2950 (HT 34/50)
4-Web Pl	1200	10	2950 (〃)
4-Flg Pl	380	18	2950 (〃)
3-Spl Pl	320	18	1070 (〃)
3- 〃	380	18	1070 (〃)

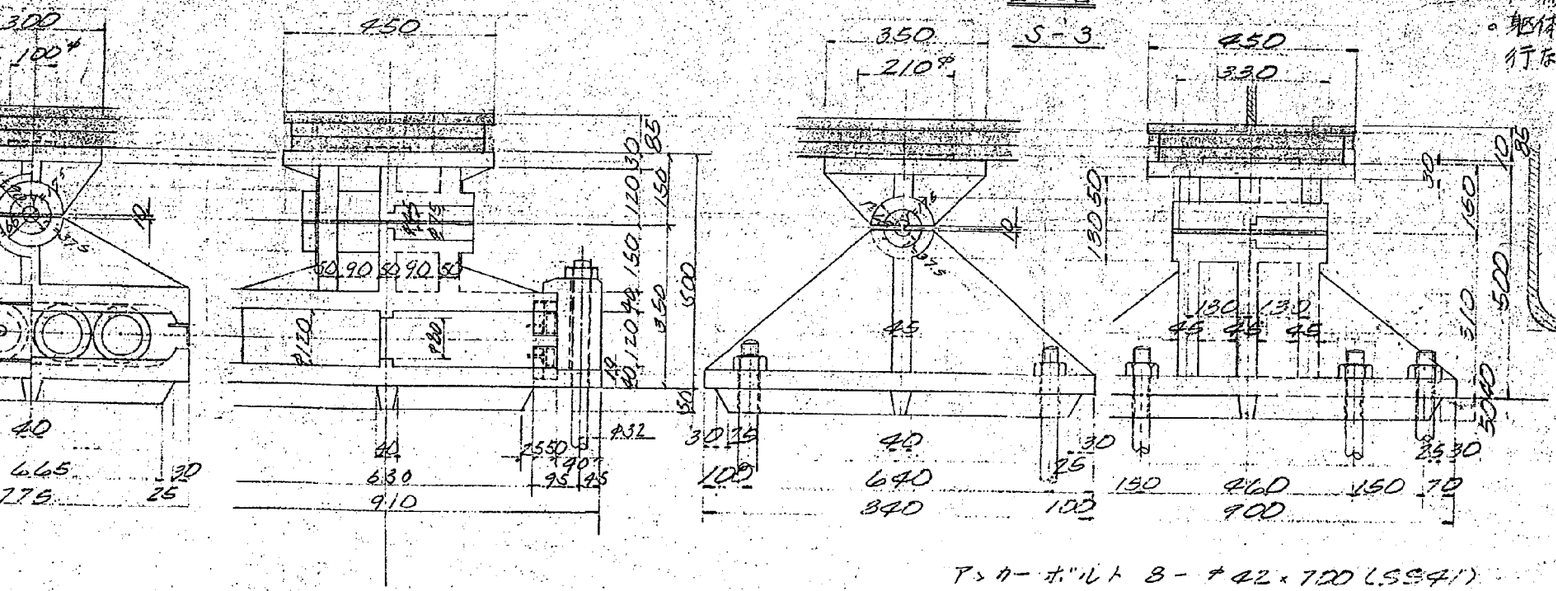




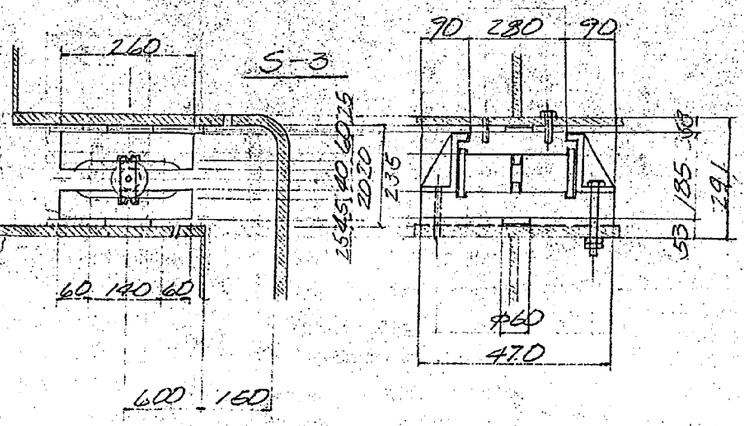
附属物配置図 1/500



支承沓 1/10

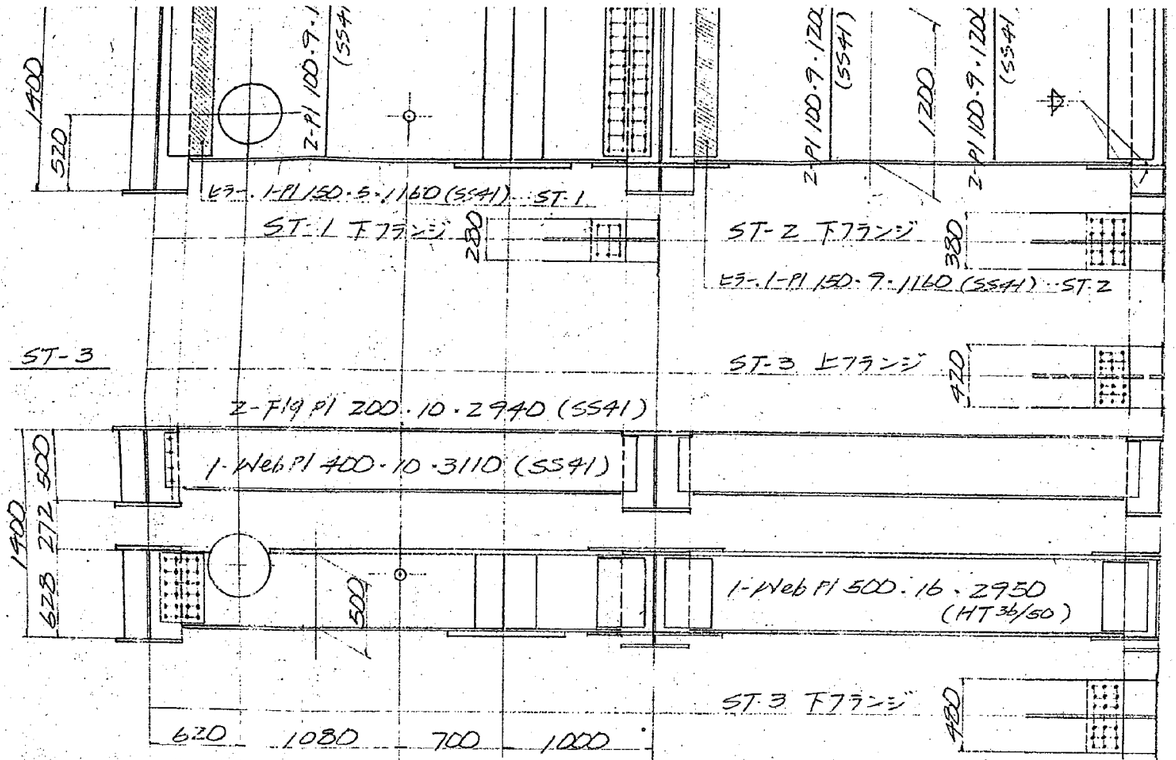


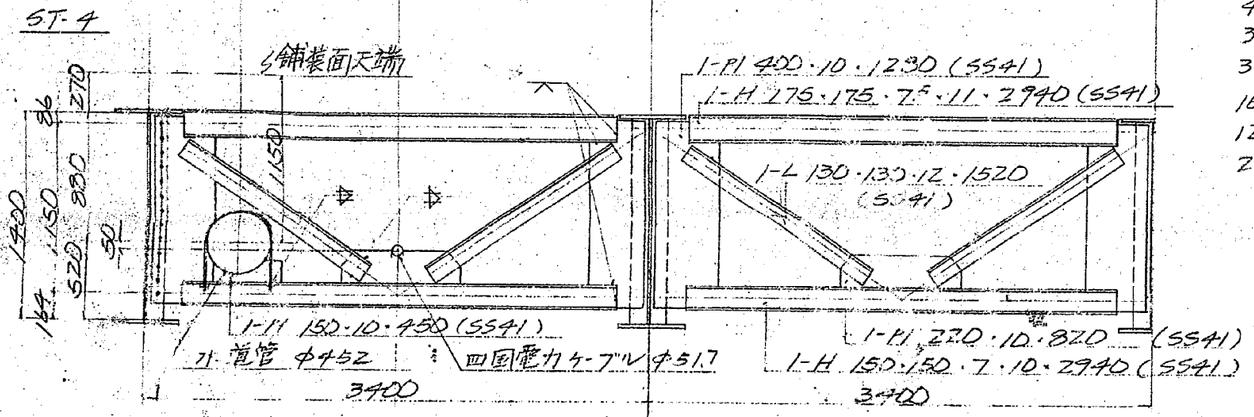
注。本図に示されていない部分の詳細は建設省土木研究所標準設計に依うものとする。
。躯体の材質はすべてSC-55とする。但しS-3のローラーは熱処理を行なった強化材（NKアーマーローラーの類）を使用するものとする。

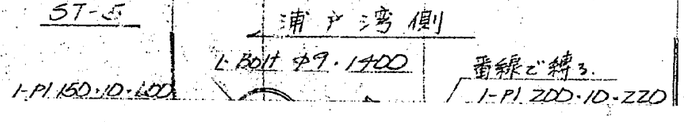


アンカーボルト 8-φ42×700（SS41）

高欄 1/20







16 - 〃 310・9・1160 (〃)
12-Stiff.Pl 120・10・1200 (〃)
12 - 〃 100・9・1200 (〃)
2-Sole Pl 400・22・800 (〃)

ST-2

4-Flg Pl 320・18・2950 (HT36/50)
4-Web Pl 1200・10・2950 (〃)
4-Flg Pl 380・18・2950 (〃)
3-Spl.Pl 320・18・1070 (〃)
3 - 〃 380・18・1070 (〃)
16 - 〃 310・9・1160 (〃)
12-Stiff Pl 180・16・1200 (SS41)
12 - 〃 100・9・1200 (〃)
2-Sole Pl 800・22・800 (〃)

ST-3

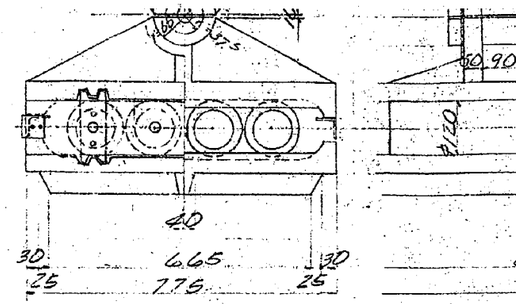
8-Flg Pl 200・10・2940 (SS41)
4-Web Pl 400・10・3110 (〃)
2-Flg Pl 420・28・2360 (HT36/50)
2 - 〃 〃 ・2950 (〃)
4-Web Pl 500・16・2950 (〃)
4-Flg Pl 480・28・2950 (〃)
3-Spl.Pl 420・28・910 (〃)
3 - 〃 480・28・910 (〃)
16 - 〃 310・9・460 (〃)
12-Stiff.Pl 180・16・500 (SS41)
2-Sole Pl 400・22・800 (〃)

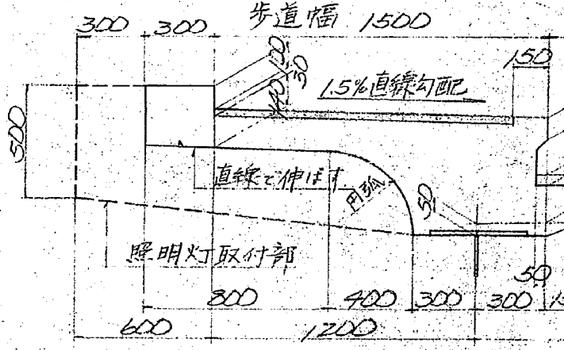
ST-4 ST-5

図示の通り。但し ST-4 の電信ケーブル取付(国分川側)の電線は ST-5 に放うものとする。

国分川側

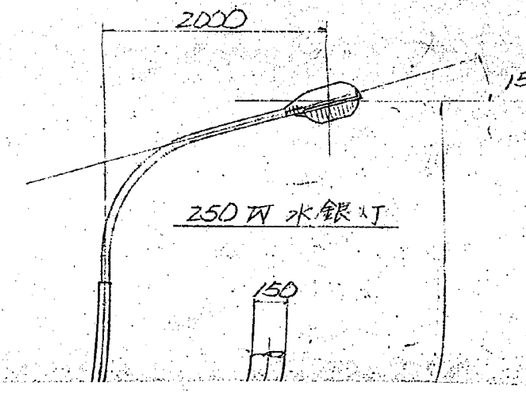
木材 100・100・500
1-Pl 100・10・500
150 150
電気通信ケーブル 6-φ100

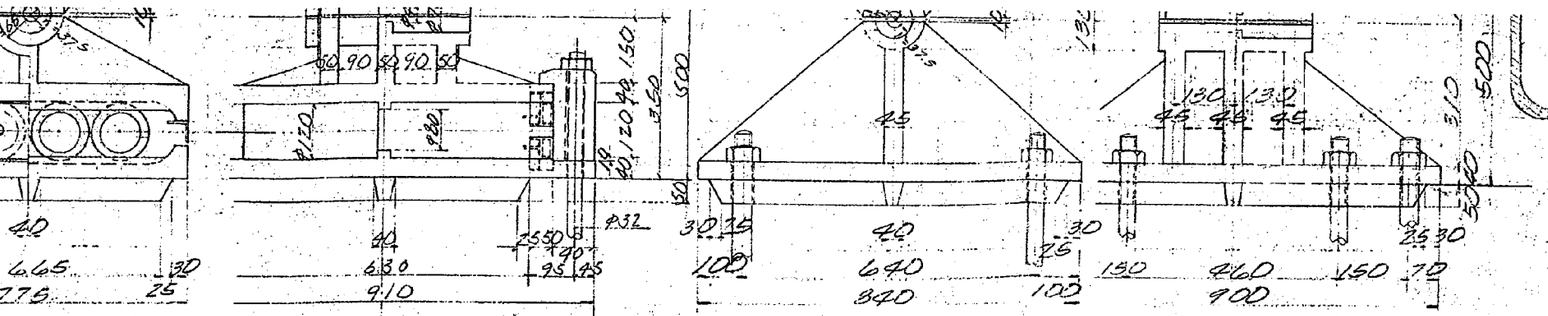




注.

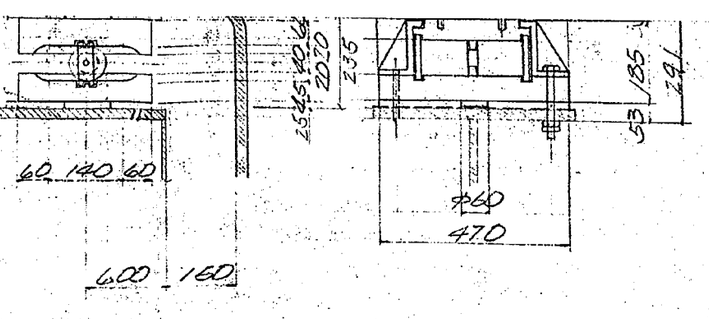
照 明 灯 1/40



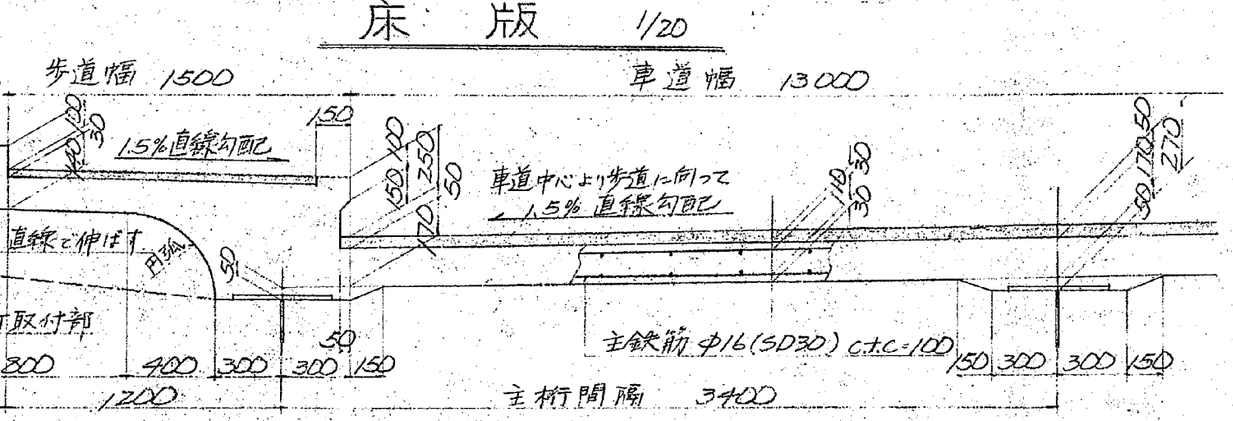


アンカーボルト 8-φ42×700 (SS41)

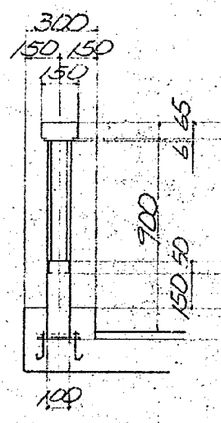
高欄 1/20

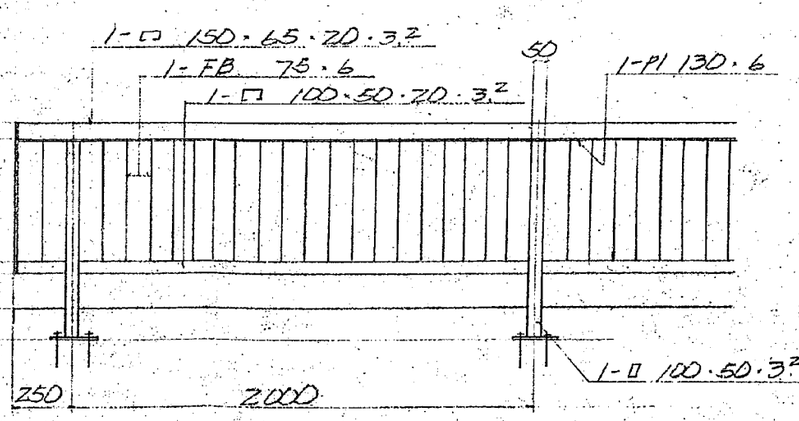


床版 1/20



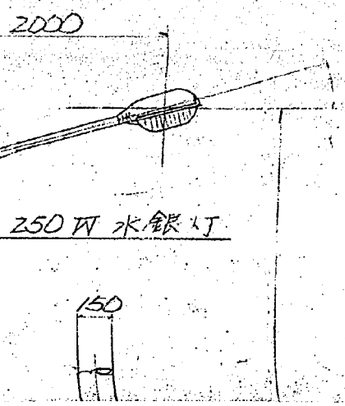
注. 橋面舗装は歩道、車道共アスファルト舗装とする.



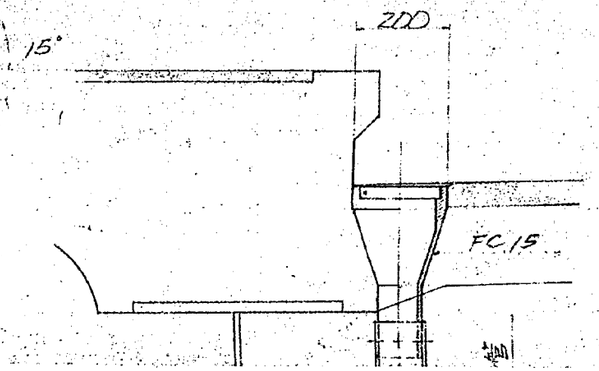


注. 高欄材の材質はすべてSS41相当品とする.

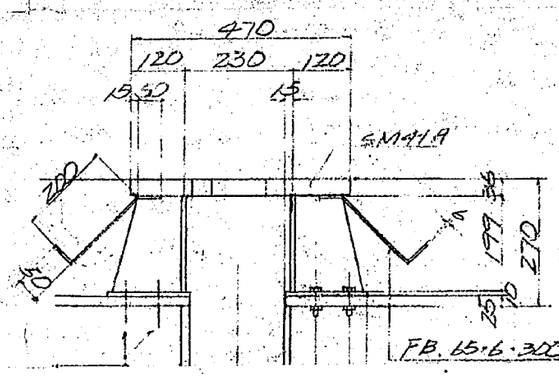
照明灯 1/40



排水装置 1/10



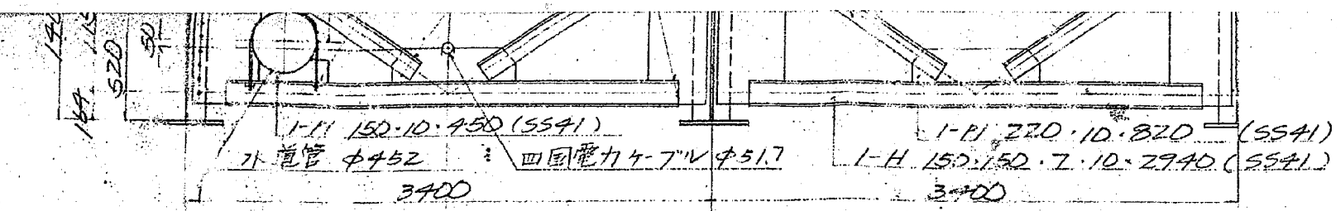
伸縮継手 1/10



材料表

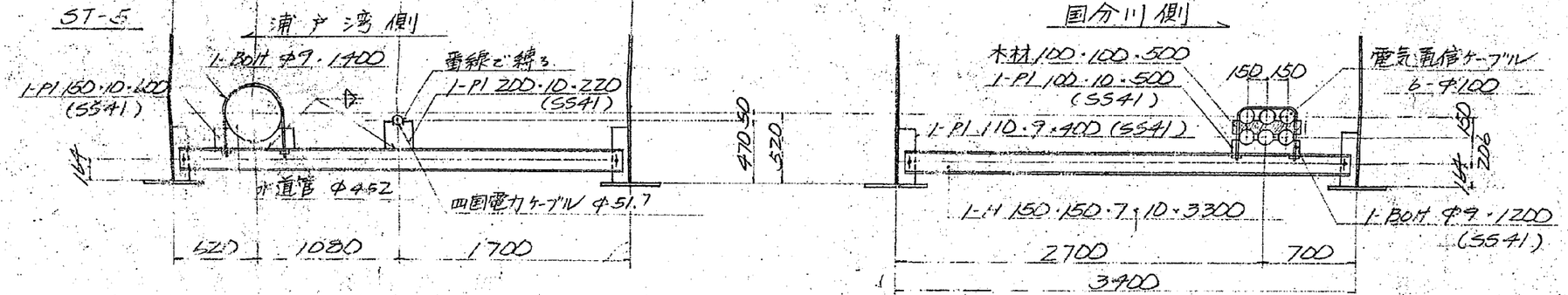
橋面積: 16.346.9 = 5550 m²

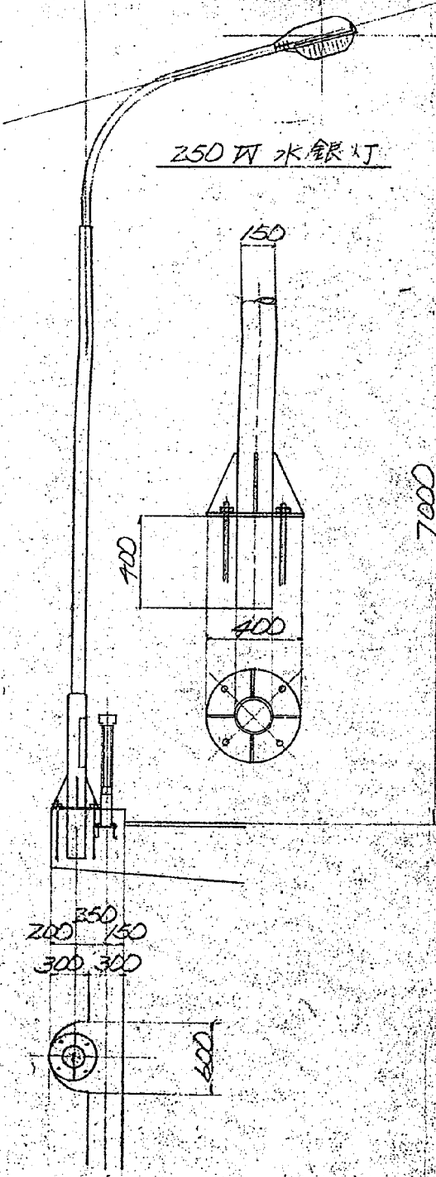
材料	種別	床版	鋼構造
コンクリート	合計(m³)	1220	
	m³/m²	0.220	
鉄筋	合計(t)	219.0	
	t/m²	0.037	
	SS41		161.7
	SM41A		—
	HT36/50N		280.4



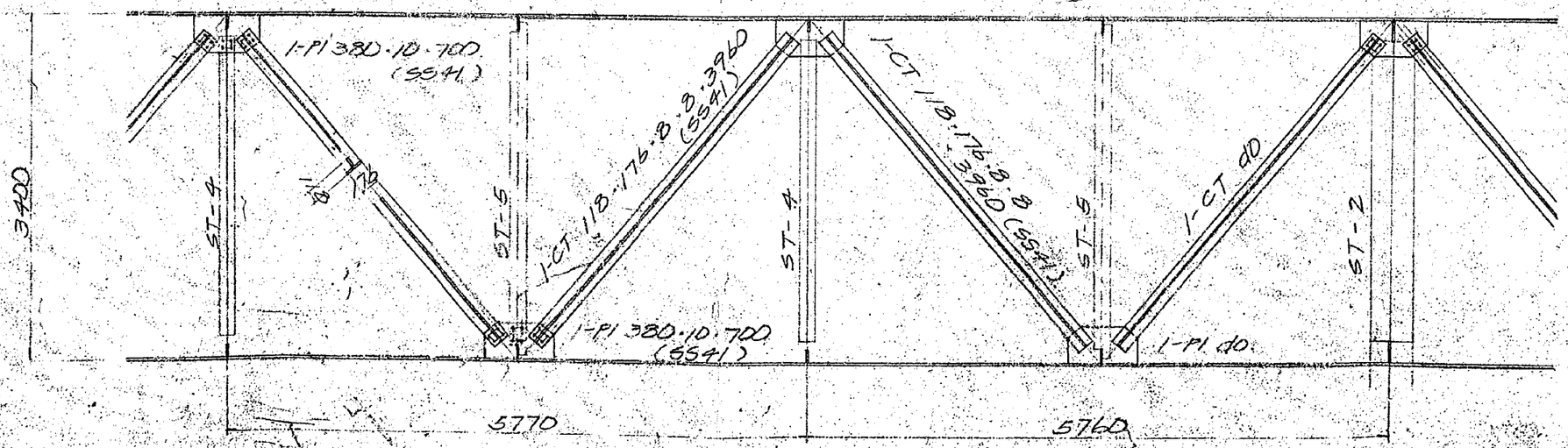
ST-4 ST-5

〔図示の通り、但しST-4の電信ケーブル取付(国分川側)の電線はST-5に依うものとする〕

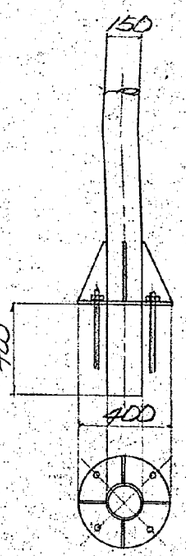


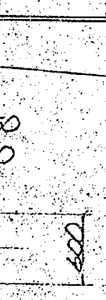


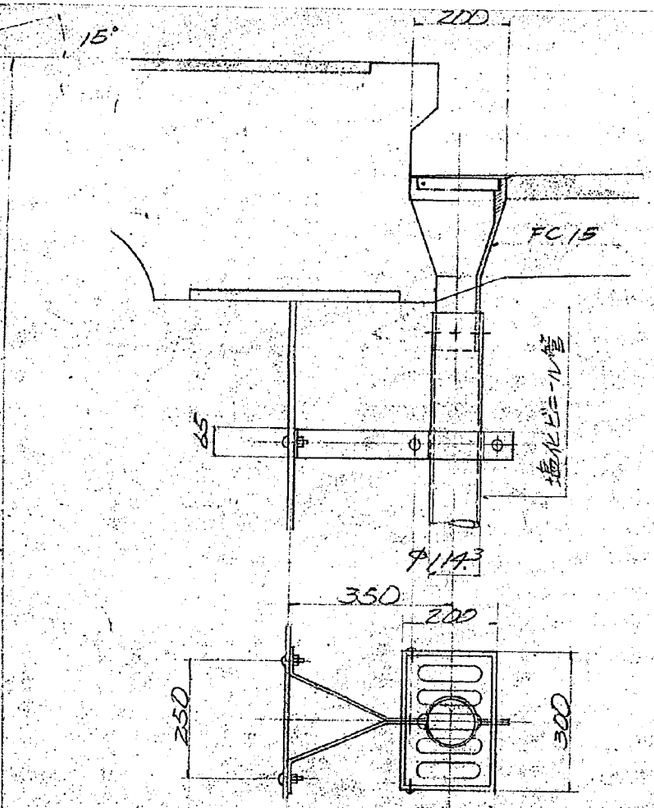
下横構 1/40

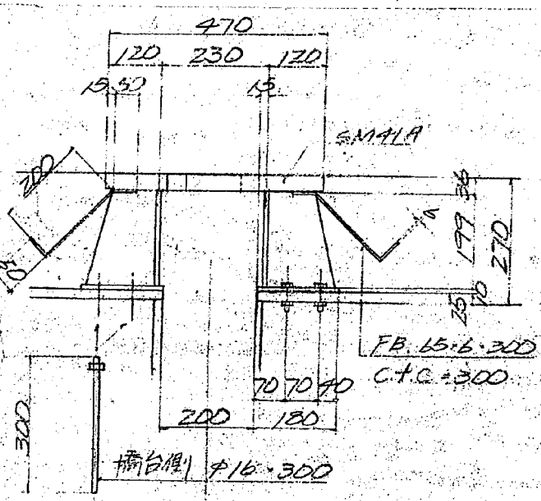


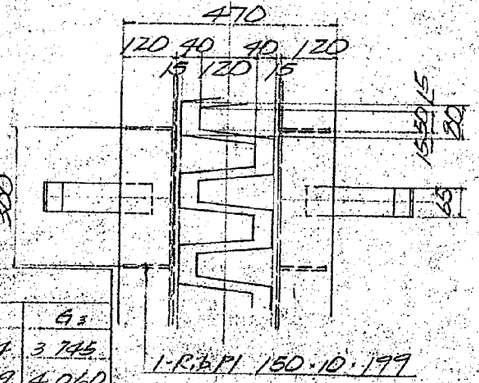
250 W 水銀灯











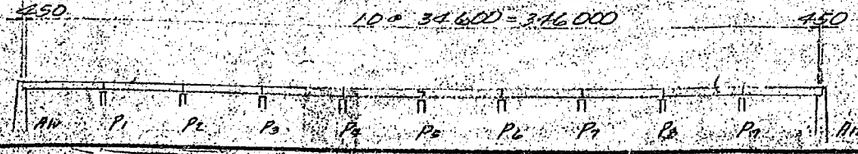
橋面積: 16·346.9 = 5550 m²

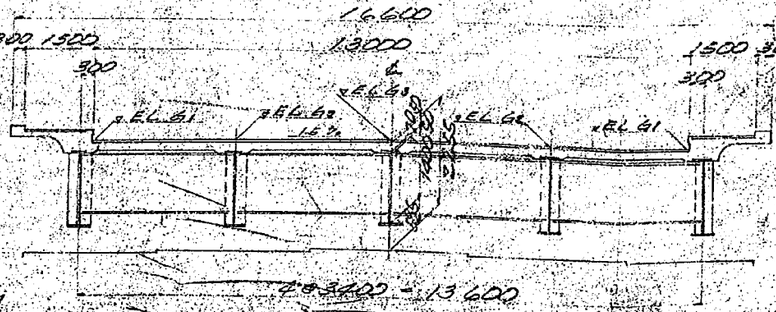
材料	種別	床版	鋼構造
コンクリート	合計(m³)	1220	
	m³/m²	0.220	
鉄筋	合計(t)	219.0	
	t/m²	0.037	
鋼材	SS41		161.7
	SM41A		—
	HT36/60A		230.4
	HT36/60B		171.5
	HT50/10A		53.1
	HT50/10B		73.8
	SV34		1.4
	SV41		13.4
	合計(t)		745.3
	Kg/m²		134

注. 鋼材には支承, 伸縮装置, 高欄等を含まず

舗装厚	50
床版	170
ハンチ	50
腹板	2400
当(フランジ, ソールプレート)	585
合計	2255

路面高	EL			桁下面高	EL		
	G1	G2	G3		G1	G2	G3
A1 (A4)	5.902	5.948	6.000	A1 (A4)	3.648	3.694	3.746
P1 (P8)	6.217	6.264	6.316	P1 (P8)	3.958	4.009	4.060
P2 (P8)	6.459	6.506	6.557	P2 (P8)	4.100	4.251	4.307
P3 (P7)	6.631	6.678	6.729	P3 (P7)	4.372	4.423	4.474
P4 (P6)	6.735	6.782	6.833	P4 (P6)	4.476	4.527	4.578
P5	6.767	6.816	6.867	P5	4.510	4.561	4.612

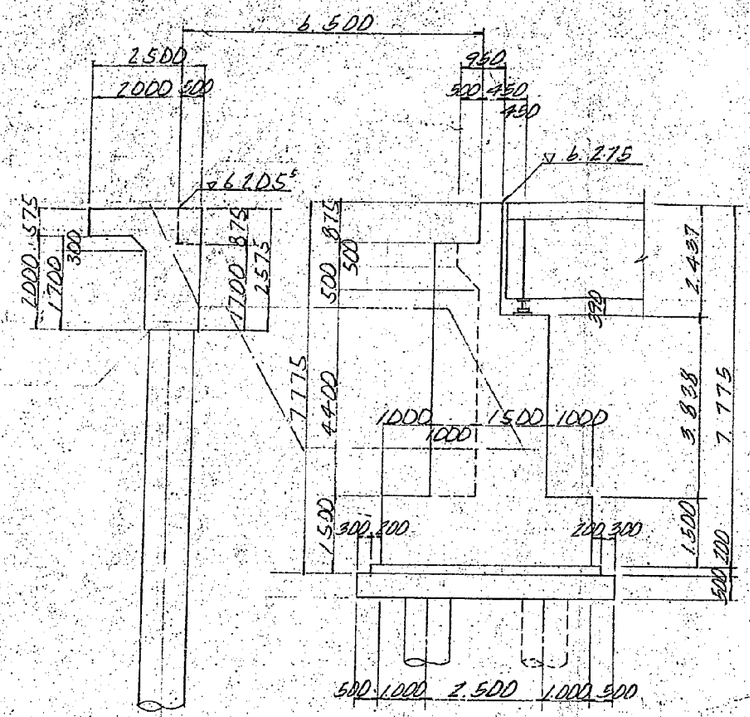




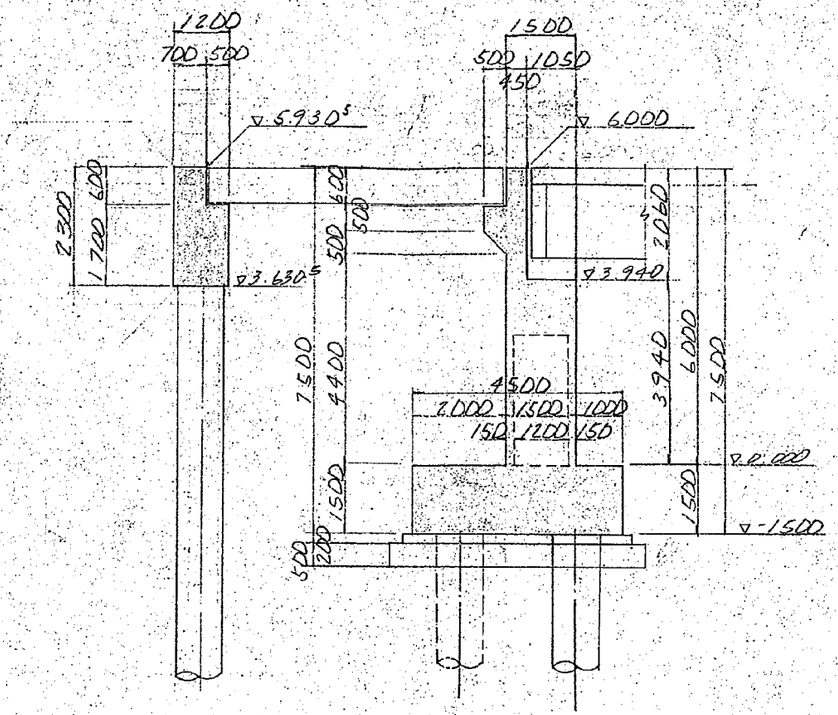
新青梅橋基本計画資料作成	
図名	1案 上部構造概要図
予算名	
路線箇所	一般国道411号 II-3-6 南部工作物線 高知市桟橋町～南浦江
設計	照査
備考	図番 1-3
建設省土木研究所	

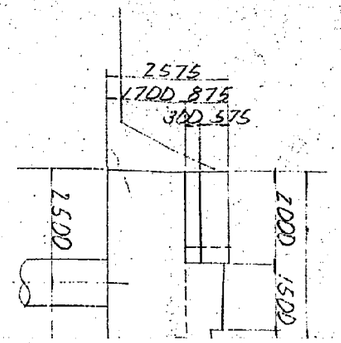
若松側橋台 S=1:100

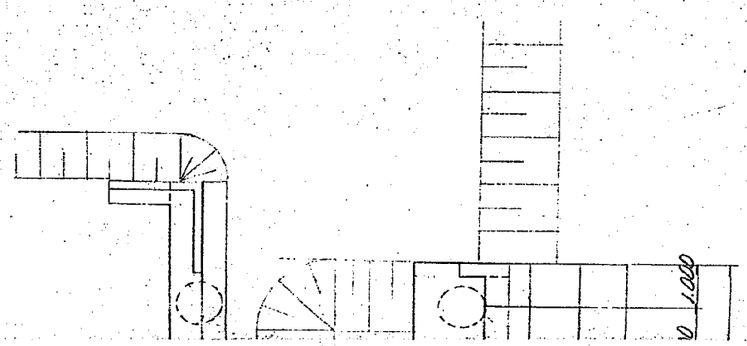
側面図(海側)

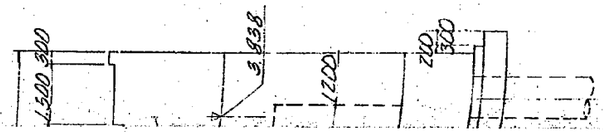


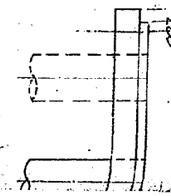
中心断面図





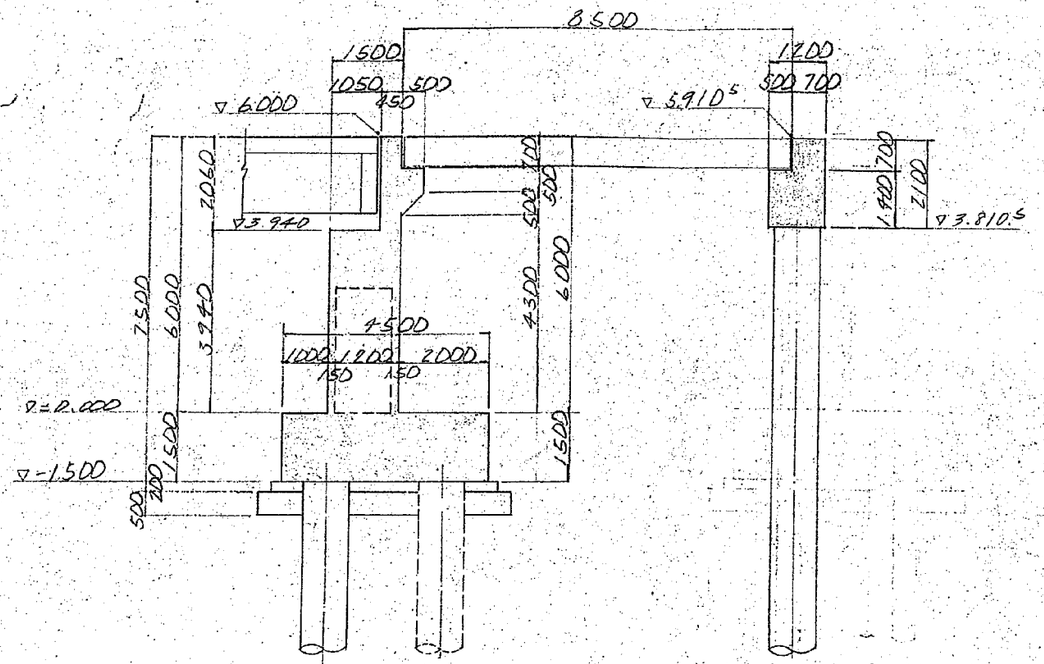




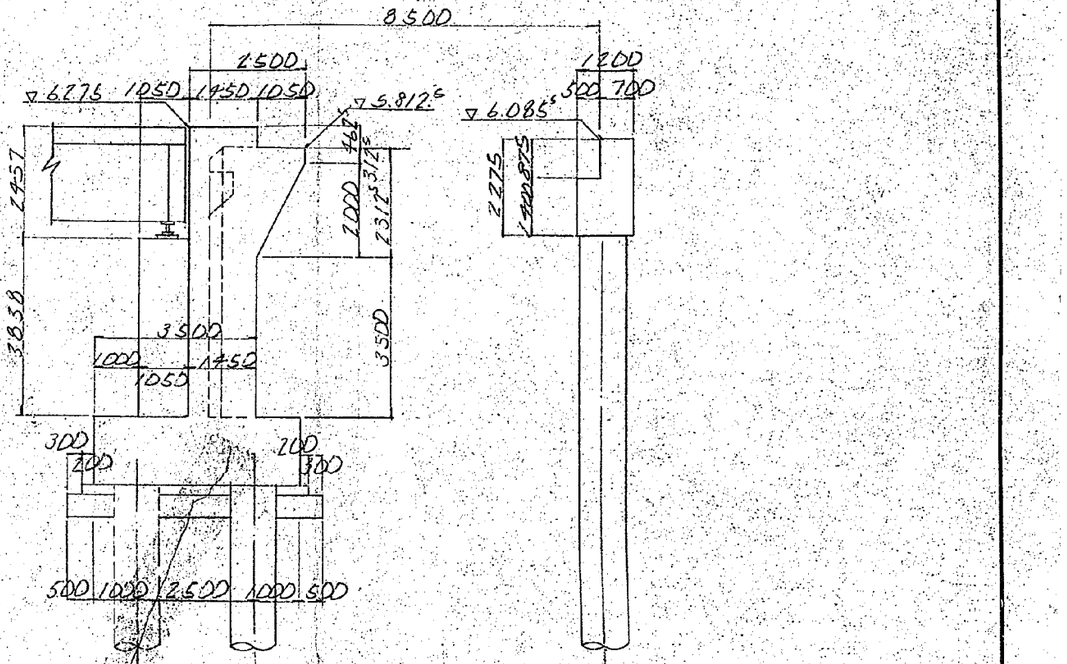


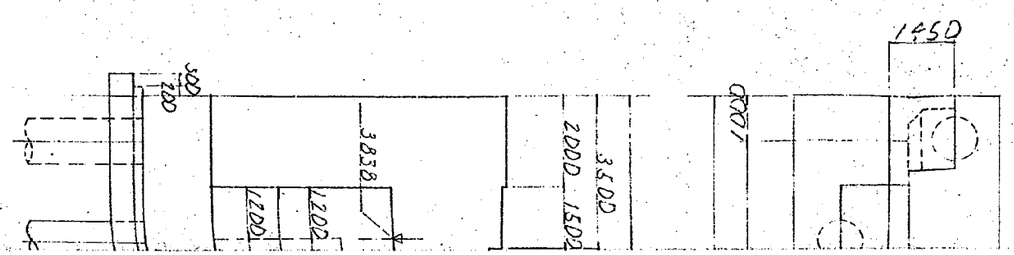
南吸江橋台 S=1:100

中心断面図



側面図（海側）





背面図

平面図

正面図

測点 No.5 + 15.870

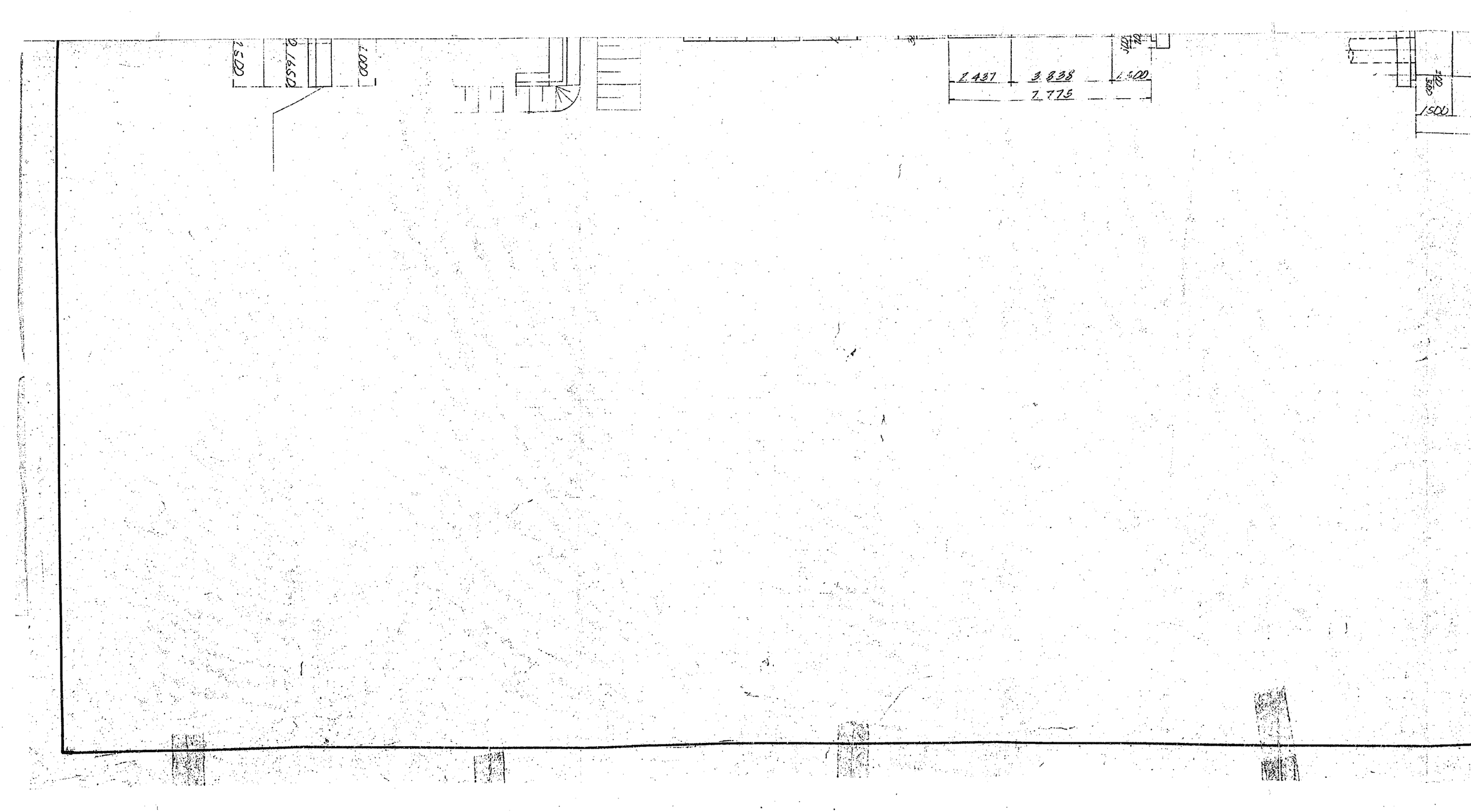
測点 No.5 + 8.870

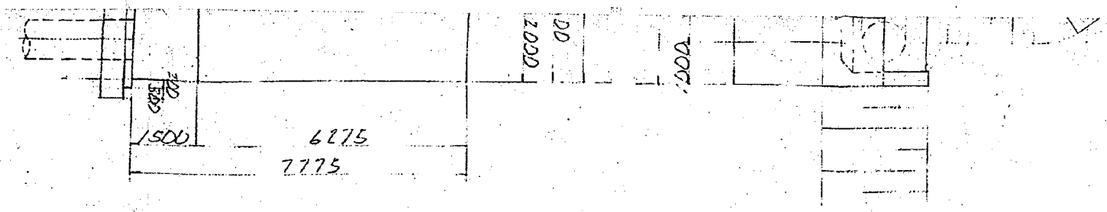
2575
700 875
300 575
2500
5000
5000
2000 1500
13000
20000
2500
5000
1500
1450
1000
1000
1300
1300
1700
1300
1000
16600
1500 300
13000
15600
6000
3938
3889
3740
1200
5900
1200
4000
600
2400
300
1500
1500
2437
3838
1500
7775
500
500
1500
500
500

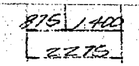
正面図

平面図

側面図


2500
1650
1000
1437
3838
1500
7775
1500

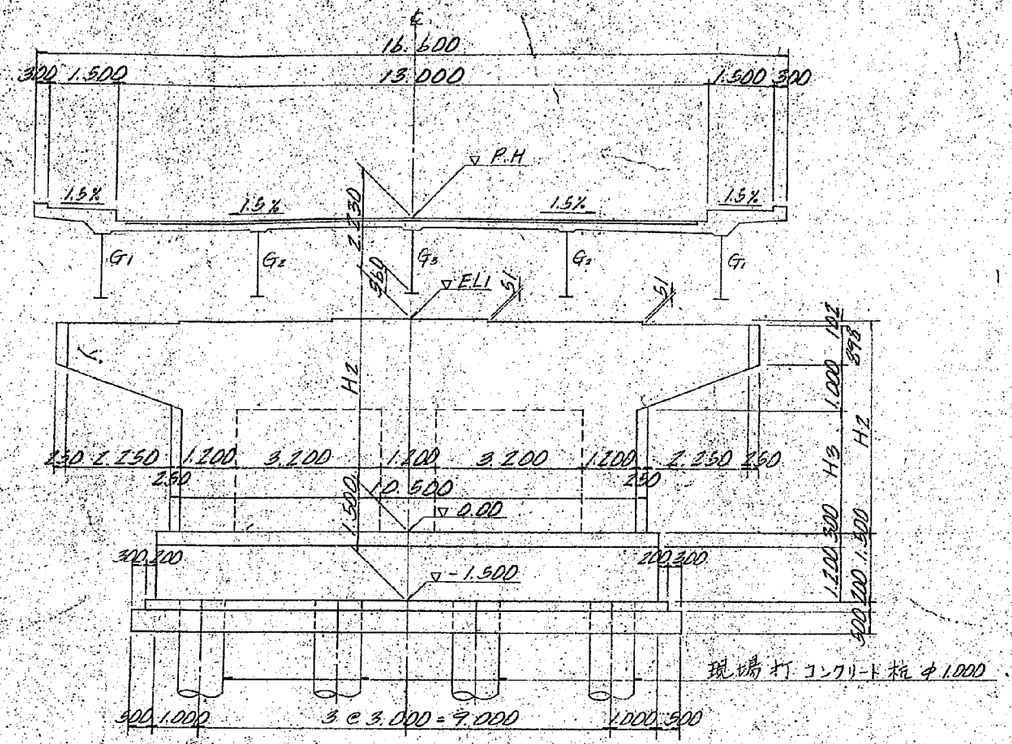




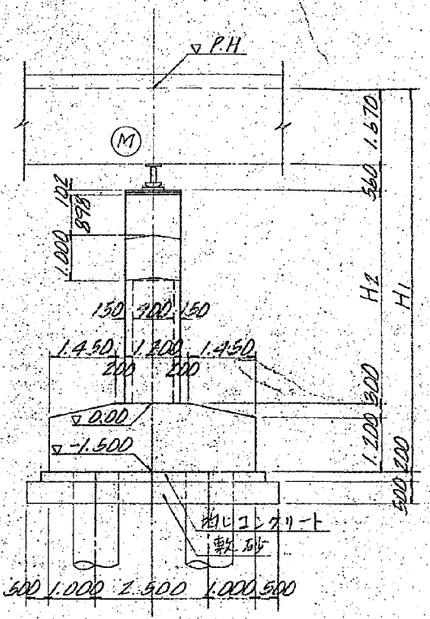
新青柳橋基本計画資料作成			
図名	1-1-1-1-1-1	下部構造概要図	
予算名			
路線箇所	一般県道江津-名取線 名取市愛島笠松町～東郷町		
設計	―	照査	―
備考		図番	1-4
建設省土木研究所			

P1 P5 可動橋脚 S=1/100

正面図



側面図



寸法表

名称 ＼ 橋脚	P1	P1'	P2	P3
P.H	6.315	6.557	6.833	6.867
E.L.1	4.085	4.327	4.603	4.637
H1	7.815	8.057	8.333	8.367
H2	4.085	4.327	4.603	4.637
H3	2.085	2.327	2.603	2.637

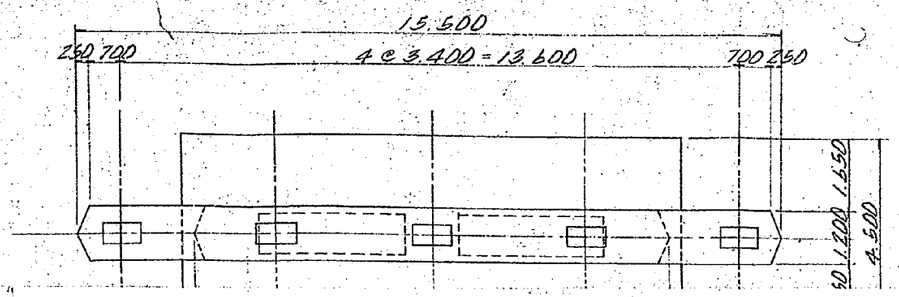
路面高

橋台、橋脚 ＼ 番号	G1	G2	G3
AW, AM	6.157	5.947	6.000
P1, P9	6.472	6.264	6.315
P2, P8	6.714	6.506	6.557
P4, P6	6.990	6.782	6.833
P5	7.024	6.816	6.867

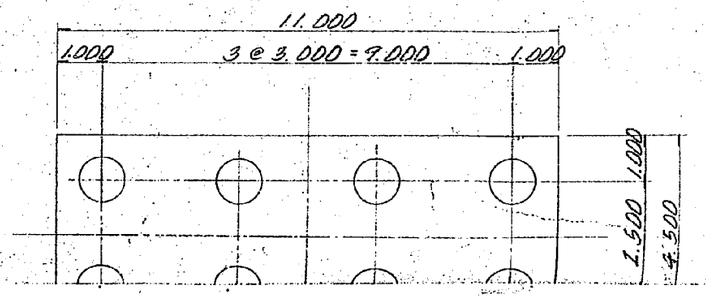
沓座面天端高

橋台、橋脚 ＼ 番号	G1	G2	G3
AW, AM	3.668	3.719	3.770
P1, P9	3.983	4.034	4.085
P2, P8	4.225	4.276	4.327
P4, P6	4.501	4.552	4.603
P5	4.535	4.586	4.637

平面図



基礎杭配置図



杭頭部

法表

	P2	P4	P5
5	6.557	6.833	6.867
5	4.327	4.603	4.637
5	8.057	8.333	8.367
5	4.327	4.603	4.637
5	2.327	2.603	2.637

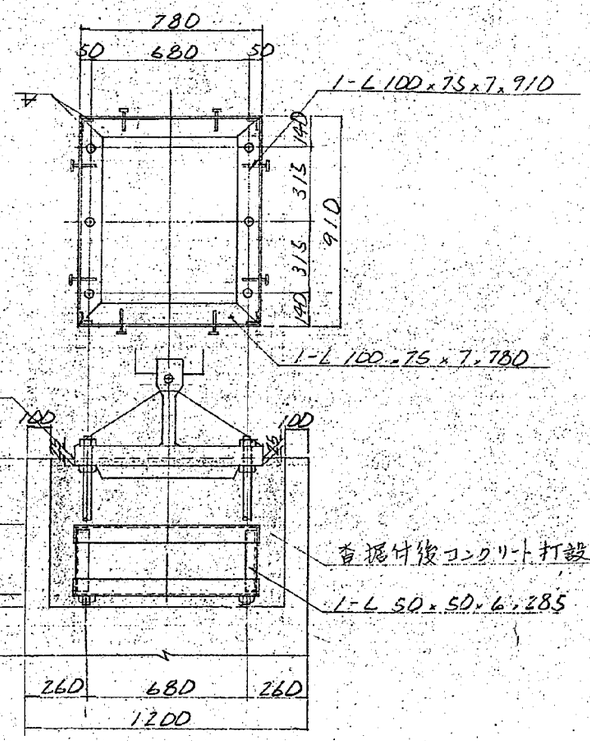
の高

G1	G2	G3
6.157	5.949	6.000
6.472	6.264	6.315
6.714	6.506	6.557
6.990	6.782	6.833
7.024	6.816	6.867

天端高

G1	G2	G3
3.668	3.719	3.770
3.983	4.034	4.085
4.225	4.276	4.327
4.501	4.552	4.603
4.535	4.586	4.637

躯体頂部詳細図 S=1/20



杭頭部詳細図

S=1/10

材料表

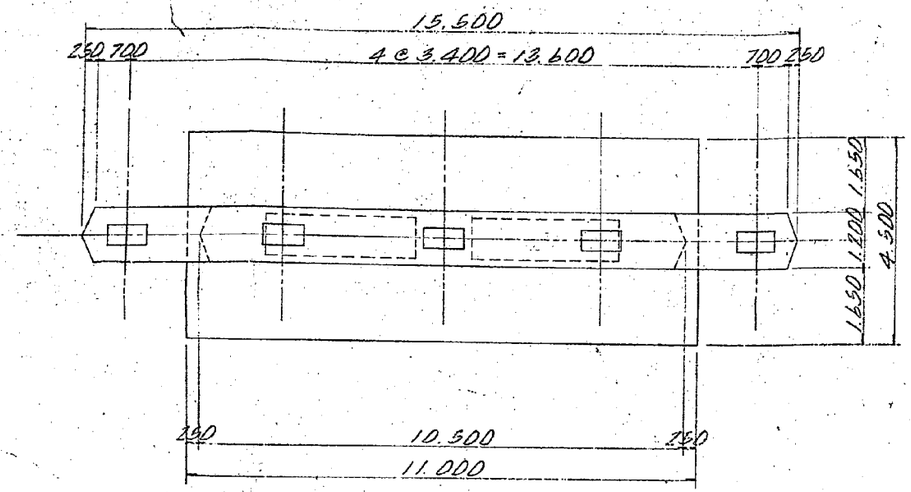
橋面積 = 16.0 × 346.90 = 5,550.4 m²

細目	細別		単位	AW	P1	P3	P5	全橋分	摘要
基礎構造	くい本数	ベント(直)	m	7-33.500	8-33.500	——	8-35.000	1439.5	φ1.000
		鋼管 直		——	——	5-33.500	——	327.5	φ800
		鋼管 斜		——	——	12-34.500	——	810.0	φ800
	コンクリート		m³	184.1	210.4	292.1	319.8	2,486.5	
	鉄筋		t	19.33	22.09	——	23.08	201.09	
	鋼材		"	——	——	158.81	——	311.22	
	コンクリート		m³/m²	0.0332	0.0379	0.0526	0.0396	0.448	
	鉄筋		t/m²	0.00348	0.00398	——	0.00416	0.0362	
	鋼材		"	——	——	0.0286	——	0.0561	
躯体およびフーチング	型枠		m²	401.4	188.5	177.7	216.6	2630.3	
			m²/m²	0.0723	0.0340	0.0320	0.0390	0.474	
	鉄筋		t	9.55	7.80	15.10	6.00	103.27	
			t/m²	0.00172	0.00141	0.00272	0.00108	0.0186	
	コンクリート		m³	194.9	116.4	237.0	121.0	1,732.1	
			m³/m²	0.0351	0.0270	0.0427	0.0218	0.312	

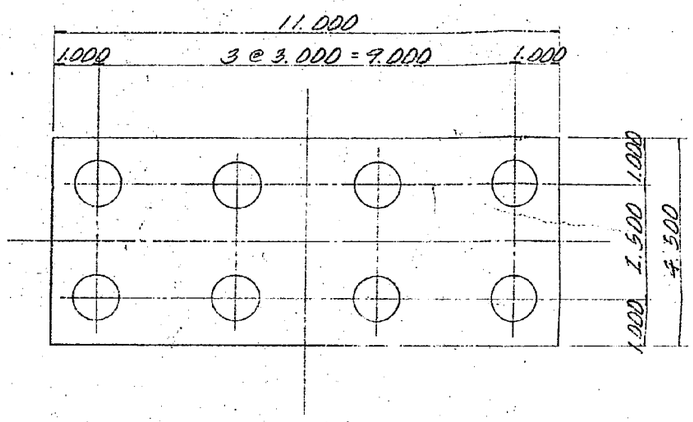
外力 断面力表

			単位	Aw	P1	P3	P5	摘要
フーチング長さ			m	16.600	11.000	14.500	11.000	
〃 幅			〃	4.500	4.500	8.000	4.500	
〃 厚さ			〃	1.500	1.500	1.700	1.500	
内地	平行	フーチング頂面	N	t		538.95	516.23	409.51	
		〃	M	t m		176.33	2,356.76	164.12	
		〃	S	t		48.48	482.19	42.67	
	直角	〃	N	〃	420.0	538.95	516.23	409.51	
		〃	M	t m	493.0	530.96	522.38	442.22	

平面図

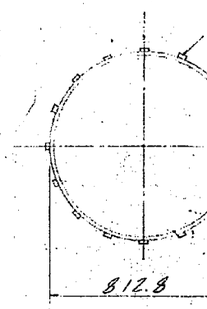


基礎杭配置図



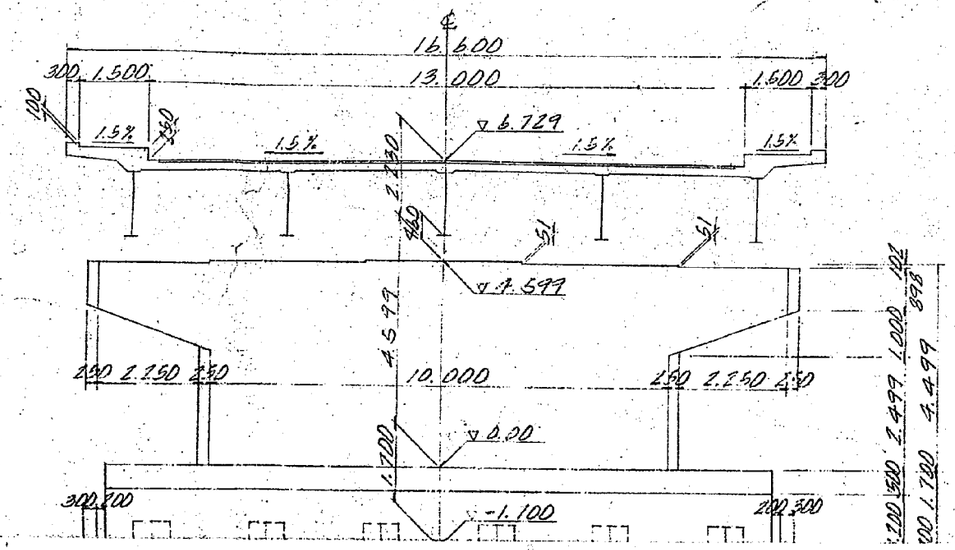
Aw , AM	3.668	3.719	3.770
P1 , P9	3.983	4.034	4.085
P2 , P8	4.225	4.276	4.327
P4 , P6	4.501	4.552	4.603
P5	4.535	4.586	4.637

杭頭部 S= 1/

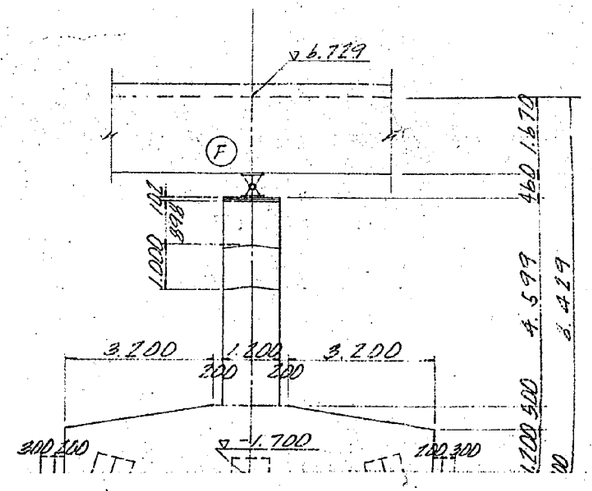


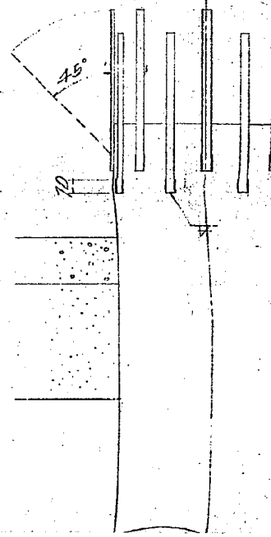
P8 , P7 固定橋脚 S= 1/100

正面図



側面図



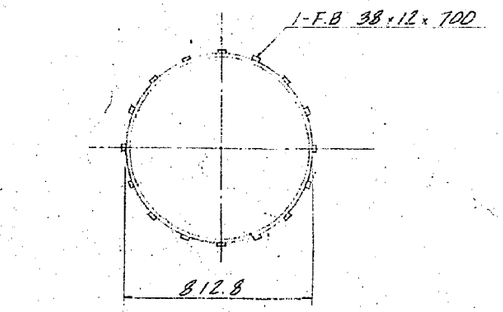


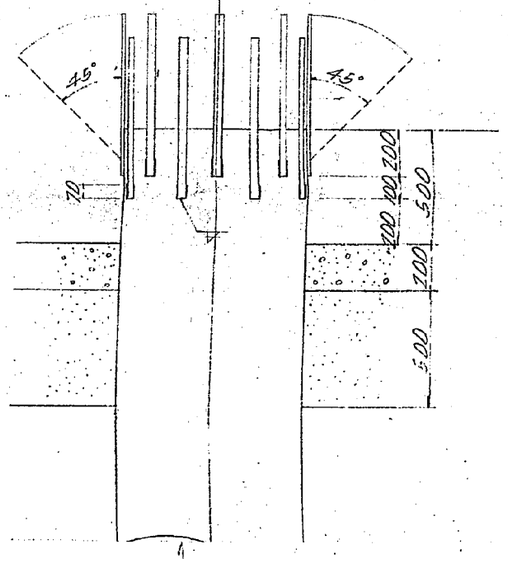
3.668	3.719	3.770
3.983	4.034	4.085
4.225	4.276	4.327
4.501	4.552	4.603
4.535	4.586	4.637

260	680	260
	1200	

杭頭部詳細図

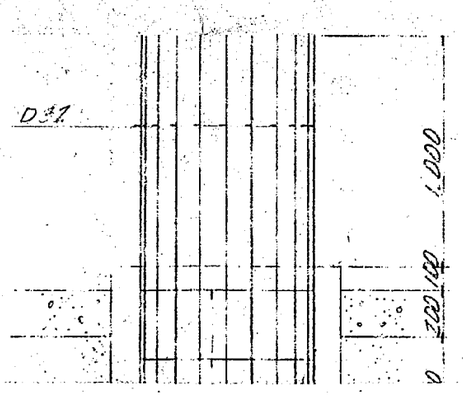
S = 1/20





杭頭部詳細図

S = 1/20

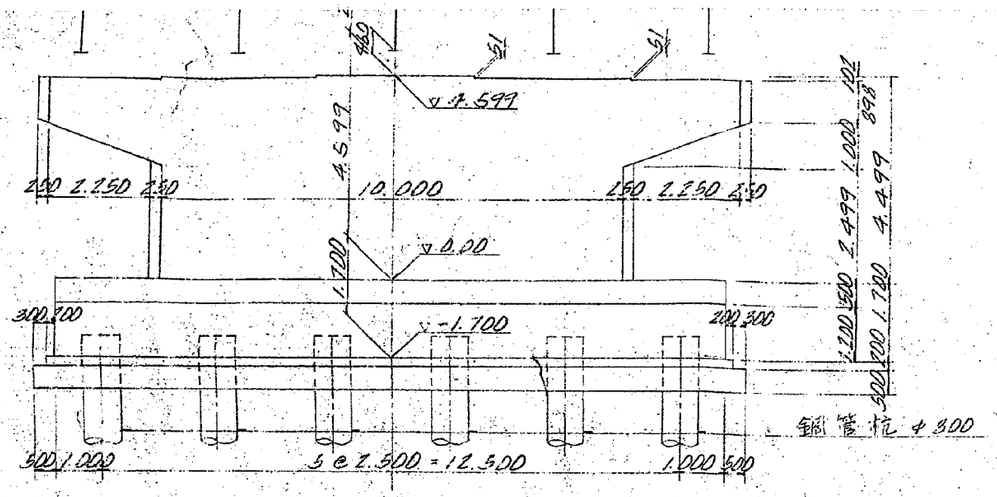


外力・断面力表

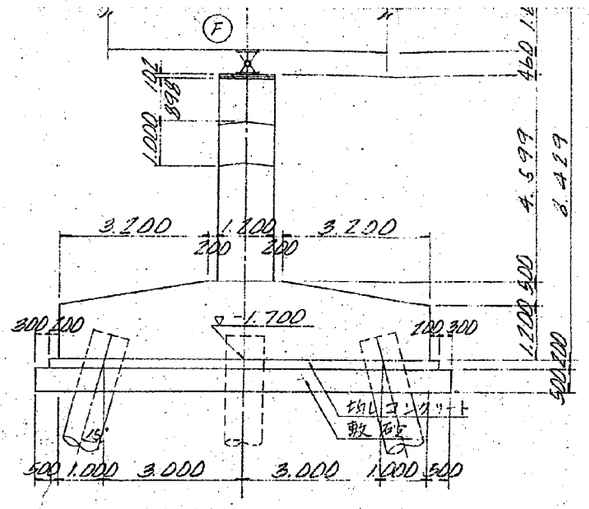
			単位	Aw	P1	P3	P5	摘要
フーチング長さ			m	16.600	11.000	14.500	11.000	
〃 幅			〃	4.500	4.500	8.000	4.500	
〃 厚さ			〃	1.500	1.500	1.700	1.500	
フーチング	地震時	平行 フーチング頂面	N	t		538.95	516.23	409.51	
		〃	M	t·m		174.33	2.955.76	164.22	
		〃	S	t		48.48	482.19	42.67	
		直角 〃	N	〃	420.0	538.95	516.23	409.51	
		〃	M	t·m	493.0	530.96	322.38	442.22	
		〃	S	t	129.8	124.83	119.79	96.07	
		平行 フーチング底面	N	〃	510.4	623.70	727.7	494.25	
		〃	M	t·m	398.1	273.54	3.232.7	252.71	
		〃	S	t	122.7	83.21	568.9	77.40	
		直角 〃	N	〃	510.4	623.70	727.7	494.25	
		〃	M	t·m	605.9	742.70	783.2	610.82	
		〃	S	t	149.4	159.56	206.5	130.80	
くい本体	常時	作用軸力	N	〃	108.7	121.7		97.6	
	地震時	平行 最大作用軸力	N	〃	126.0	105.4	140.1	87.1	
		〃 モーメント	M	t·m	63.7	37.8	41.8	35.2	
		〃 せん断力	S	t	17.5	10.4	16.7	9.7	
		〃 くい頭変位	δ	cm	0.85	0.50	1.75	0.47	
		直角 最大作用軸力	N	t	77.0	115.1		92.3	
		〃 モーメント	M	t·m	72.7	72.2		59.5	
		〃 せん断力	S	t	21.4	19.9		16.4	
		〃 くい頭変位	δ	cm	1.04	0.96		0.79	

設計条件表

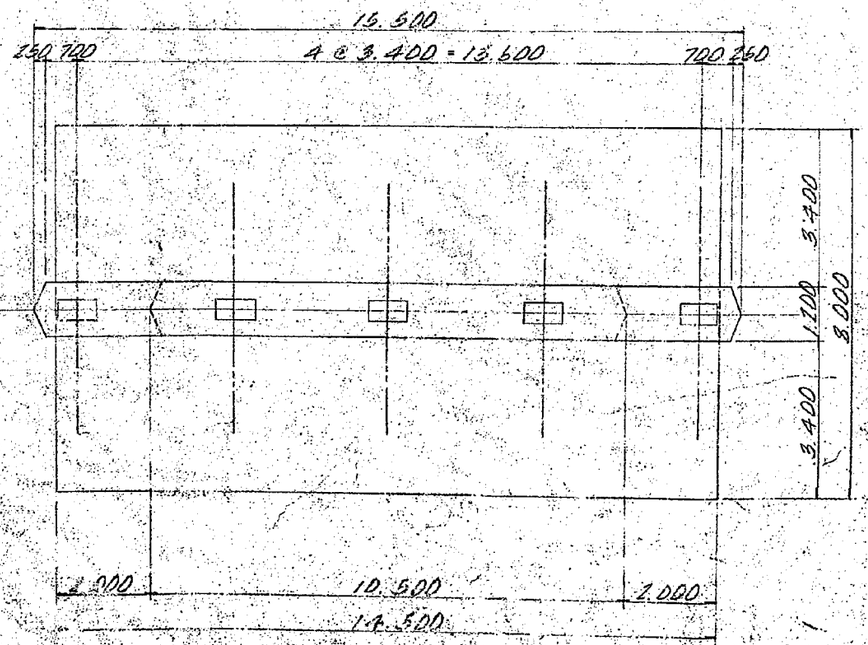
上部構造	1	橋の等級	1等橋 (TL-20)
	2	橋長・支間	1.5+13.0+1.5 (34.2)
	3	橋種型式	2路5径間連続鉄筋コンクリートゲルバー橋
	4	支承	可動 (ロッカー)
	5	架設工法	ケーブルエレクション
	1	材料型式 躯体	両端張出し壁式橋脚
		基礎	現場打ちコンクリート杭、鋼管杭

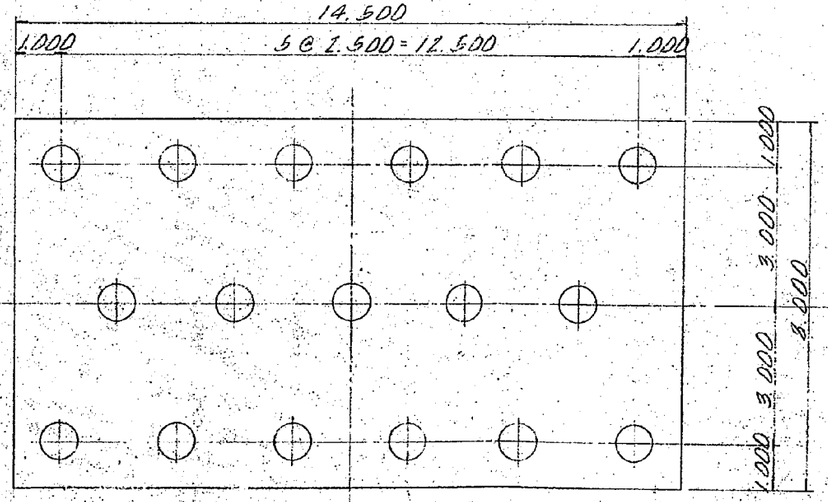


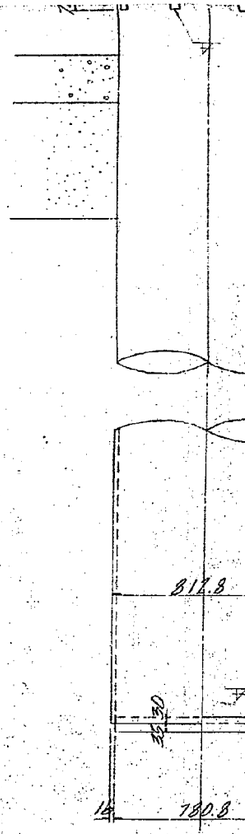
平面図



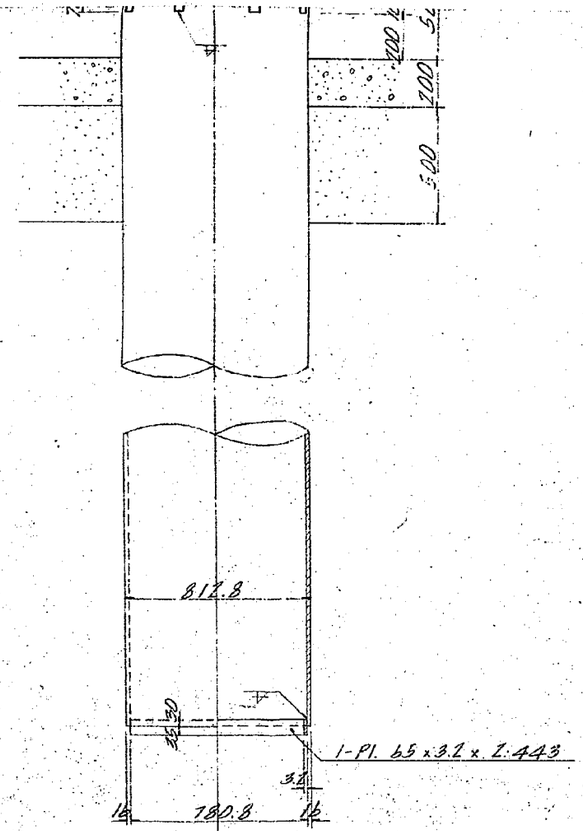
基礎杭配置図





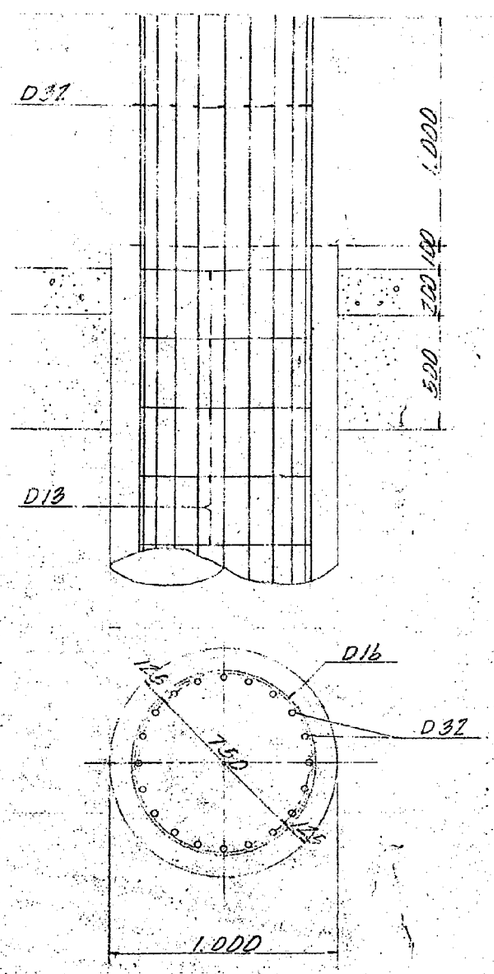


杭継手詳
S= 1/20



杭継手詳細図

S = 1/20



設計条件表

上部構造	1	橋の等級		1等橋（TL-20）
	2	幅員 支間		1.5＋13.0＋1.5
	3	橋種型式		2路5径間連続溶接プレートグーダー橋
	4	支承		可動（ロッカー）
	5	架設工法		ケーブルエレクション
下部構造	1	材型種式	躯体	両端張出し壁式橋脚
			基礎	現場打ちコンクリート杭，鋼管杭
	2	設計荷重	上部構造からの荷重	死荷重
				活荷重
				衝撃
			震度	水平 0.2，鉛直 0.1
	3	支点上鉛直許容変位		20㎜（常時）
	4	コンクリート	躯体	σck ≧ 240 kg/cm² W/C ≦ 橋脚材の最大寸法
			基礎	コンクリング σck ≧ 240 kg/cm² R.C.くい σck ≧ 210 kg/cm² W/C ≦ 橋脚材の最大寸法
	5	鉄筋	躯体	SD 30（1,800 kg/cm²）
			基礎	SD 30（1,800 〃）
	6	支持地盤		砂礫層（N≧50）
	7	許容支持力		常時：杭 15.2 t/本，φ1.0m 225 t/本，φ0.8m 125 〃；地震時：杭 φ1.0m 225 t/本，φ0.8m 125 〃

新青抑橋 基本計画資料作成

図名	斗1案 下部構造概要図
予算名	
路線箇所	一般地方道 II-3-5 第伊座仁井田線 高知市若松町～高須江
設計	照査
備考	図番 1-5

建設省土木研究所

新 宵 柳 橋

基本計画資料

建 設 省 土 木 研 究 所

新 宵 柳 橋 才 2 案 概 略 設 計 計 算 書

昭 和 4 0 年 8 月

日 本 建 設 コ ン サ ル タ ン ト 株 式 会 社

新青那橋外2案概略設計計算書

目　次

1. 概要
1.1 設計概要 ---------- 1
1.2 断面曲線 ---------- 3

2. 上部構造 -1 (3径間連続部)
2.1 床版 ---------- 5
2.2 主桁 ---------- 7
2.3 対傾構 ---------- 32
2.4 下横構 ---------- 39
2.5 端横桁 ---------- 43
2.6 支承沓 ---------- 49
2.7 活荷重によるたわみ ---------- 53
2.8 下部工に作用する上部工反力 ---------- 57

3 下部構造 -1 (P3. P4)
3.1 諸元 ---------- 61
3.2 鉛直, 水平に対する安定 ---------- 62
3.3 躯体 ---------- 63
3.4 基礎構造 ---------- 66

4. 下部構造 -2 (P5)
4.1 鉛直, 水平に対する安定 ---------- 71
4.2 躯体 ---------- 72
4.3 基礎構造 ---------- 74
4.4 基礎杭の応力度検算 ---------- 81

5 総括
5.1 上部構造 ---------- 83
5.2 下部構造 ---------- 85

1. 概要

1.1. 設計概要

1.1.1 上部構造

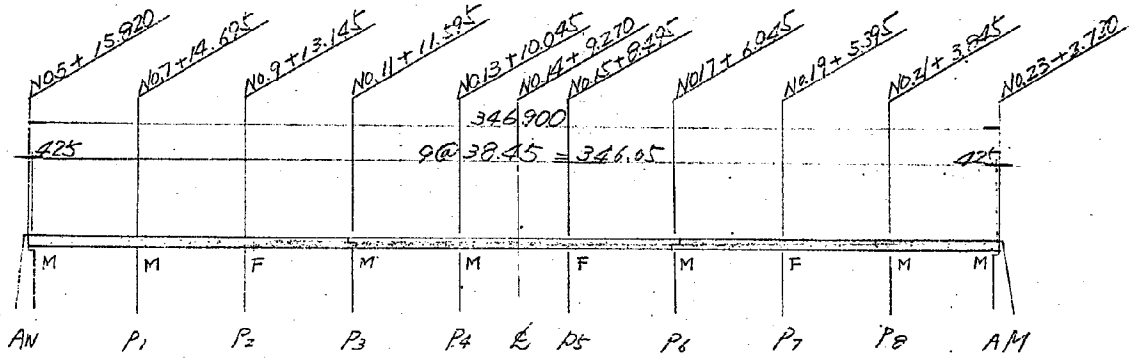
第2案は、3径間連続鋼板桁橋 (3@28.75)×3 であり、計算の方法、その他は第1案の場合と同じである。

1.1.2 下部構造

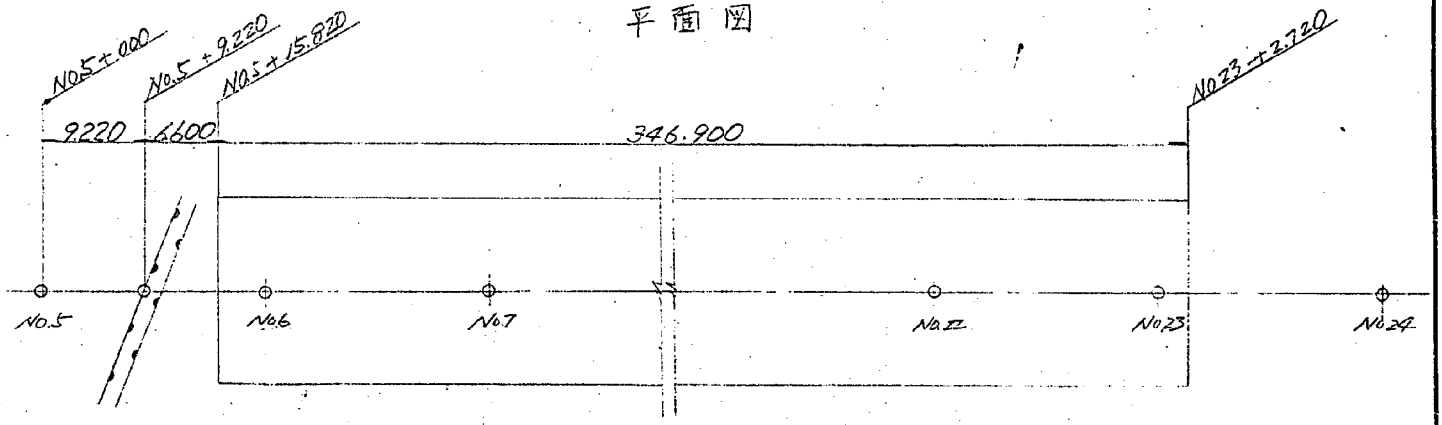
下部構造は、第1案より橋脚数が一基多くなっているが、形状、考え方は第1案と大体同じである。

1.2.. 縦断曲線

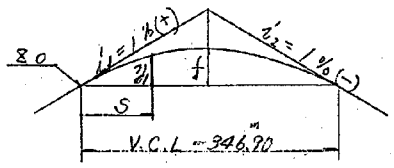
縦断図



平面図



縦断曲線の計算



$$Z = Z_0 + i_1 S + \frac{i_2 - i_1}{2LV} S^2 \qquad \frac{i_2 - i_1}{2LV} = -0.00002882$$

	STA. NO	S	S^2	$i_1 S$	Z_0	$\frac{i_2-i_1}{2LV} S^2$	y_1	P.H
AW	NO.5+15.82	0	0	0	6.000	0	0	6.000
	NO.6	4.18	17.4724	0.0418	〃	−0.0005	0.041	6.041
	NO.7	24.18	584.6724	0.2418	〃	−0.0169	0.225	6.225
P_1	NO.7+14.685	38.875	1511.2656	0.3888	〃	−0.0436	0.345	6.345
	NO.8	44.18	1951.8724	0.4418	〃	−0.0563	0.386	6.386
	NO.9	64.18	4119.0724	0.6418	〃	−0.1187	0.523	6.523
P_2	NO.9+13.145	77.325	5979.1556	0.7733	〃	−0.1723	0.601	6.601
	NO.10	84.18	7086.2724	0.8418	〃	−0.2042	0.638	6.638
	NO.11	104.18	10853.4724	1.0418	〃	−0.3128	0.729	6.729
P_3	NO.11+11.595	115.775	13403.8506	1.1578	〃	−0.3863	0.772	6.772
	NO.12	124.18	15420.6724	1.2418	〃	−0.4444	0.797	6.797
	NO.13	144.18	20787.8724	1.4418	〃	−0.5991	0.833	6.833
P_4	NO.13+10.045	154.225	23785.3506	1.5423	〃	−0.6855	0.857	6.857
	NO.14	164.18	26955.0724	1.6418	〃	−0.7768	0.865	6.865
E	NO.14+9.270	173.45	30089.9025	1.7345	〃	−0.8670	0.867	6.867

2. 上部構造-1 (3径間連続部)

2.1 床版

2.1.1 車道部連続版

死荷重 アスファルト舗装 2.3 × 0.05 × 1 = 0.115 t/m
RC 床版 2.5 × 0.17 × 1 = 0.425 "
W_d = 0.540 t/m

活荷重

$$i = \frac{20}{50+l} = \frac{20}{50+34} = 0.375$$

$$\therefore P(1+i) = 8.0 \times 1.375 = 11.0\ t$$

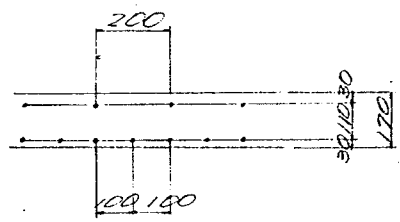
曲げモーメント

$$M_d = \frac{W_d l^2}{10} = \frac{0.540 \times 3.4^2}{10} = 0.62\ t\cdot m$$

$$M_{ei} = \frac{0.4P(1+i)(l-1)}{l+1.4} = \frac{0.4 \times 11.0 \times (3.4-1)}{3.4+0.4} = 2.78\ "$$

$$\Sigma M = 3.40\ t\cdot m$$

断面決定

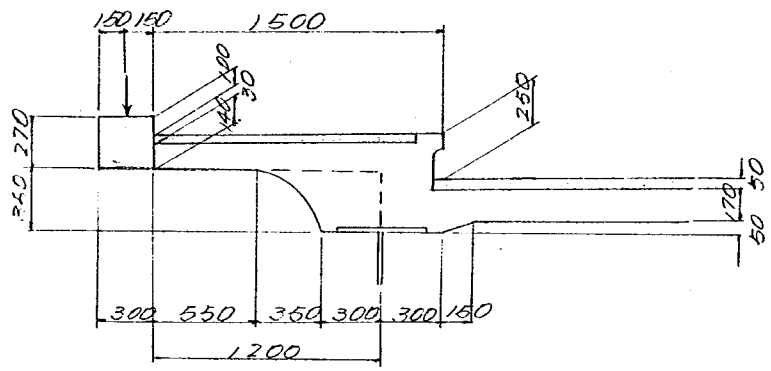


φ16 SD 30 を上図のせく配筋する.

$$\sigma_c \fallingdotseq \frac{340\,000}{4530} = 75\ kg/cm^2 < 80\ kg/cm^2$$

$$\sigma_t \fallingdotseq \frac{340\,000}{236} = 1440\ " < 1600\ "$$

2.1.2 歩道部片持版.



地覆　$2.5 \times 0.3 \times 0.27 \times 1 = 0.203\ t$

高欄　$= 0.030\ "$

$W_1 = 0.233\ t$

高欄推力　$P_H = 0.250\ t$

ハンチ重量　$W_2 \fallingdotseq 2.5 \times \frac{1}{2} \times (0.3 + 0.65) \times 0.25 \times 1$

$= 0.416\ t$

舗装	$2.3 \times 0.03 \times 1$	$=$	$0.069\ t/m$
床版	$2.5 \times 0.14 \times 1$	$=$	$0.350\ "$
群集荷重	0.500×1	$=$	$0.500\ "$
		$q =$	$0.919\ t/m$

曲げモーメント

$M_1 \fallingdotseq 0.233 \times 1.35 + 0.250 \times 0.7 + 0.416 \times 0.3 + \frac{1}{2} \times 0.919 \times 1.2^2$

$= 0.31 + 0.23 + 0.12 + 0.66 = 1.32\ t \cdot m$

よって充分安全である。

2.2 主桁

2.2.1 横方向影響線

反力及び剪断力の計算は慣用計算法による。曲げモーメントの計算に対する荷重度は Leonhardt の f_{ik} を横方向影響線として用いて計算する。

主桁と対傾構の剛比を次の如く仮定する。

第1径間 $j = \frac{J_{\bar{x}}}{J} = 1.0$ $\quad \frac{T}{J} = 0.06$

第2径間 $j = \frac{J_{\bar{x}}}{J} = 1.0$ $\quad \frac{T}{J} = 0.08$

Steifigkeitsgrad z の計算

$$z = \frac{i}{k} \cdot \left(\frac{l}{2a}\right)^3 \cdot \frac{T}{J}$$

但し $J_{\bar{x}}$: 外主桁の断面2次モーメント
J : 中主桁の 〃
T : 対傾構の換算断面2次モーメント
i : 対傾構数に対する補正係数
k : 連続桁に対する補正係数
l : 支間
a : 主桁間隔

補正係数 k は Leonhardt "Die vereinfachte Trägerrostberechnung" S.44 より

第1径間 $k_1 = 1.429$

第2径間 $k_2 = 1.818$

・中間対傾構の数は各径間共 6 であるから

$$i = 2.0$$

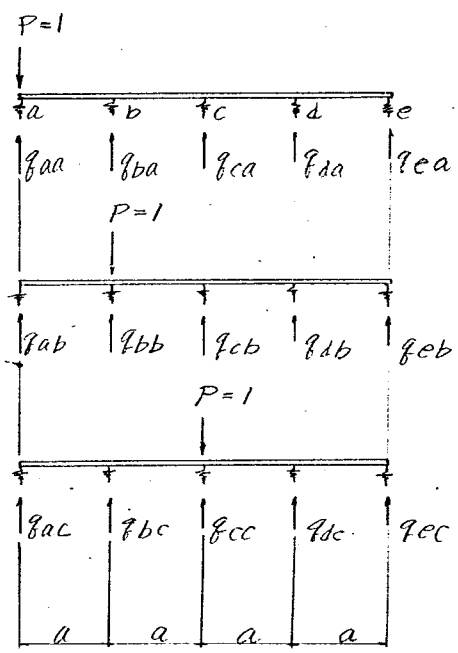
∴ 第1径間

$$Z = \frac{2.0}{1.429} \times \left(\frac{38.45}{2 \times 3.4}\right)^3 \times 0.06 = 15.2$$

第2径間

$$Z = \frac{2.0}{1.818} \times \left(\frac{38.45}{2 \times 3.4}\right)^3 \times 0.08 = 15.9$$

従って $j = 1.0$ $Z = 16$ と仮定して計算を進めることにする。

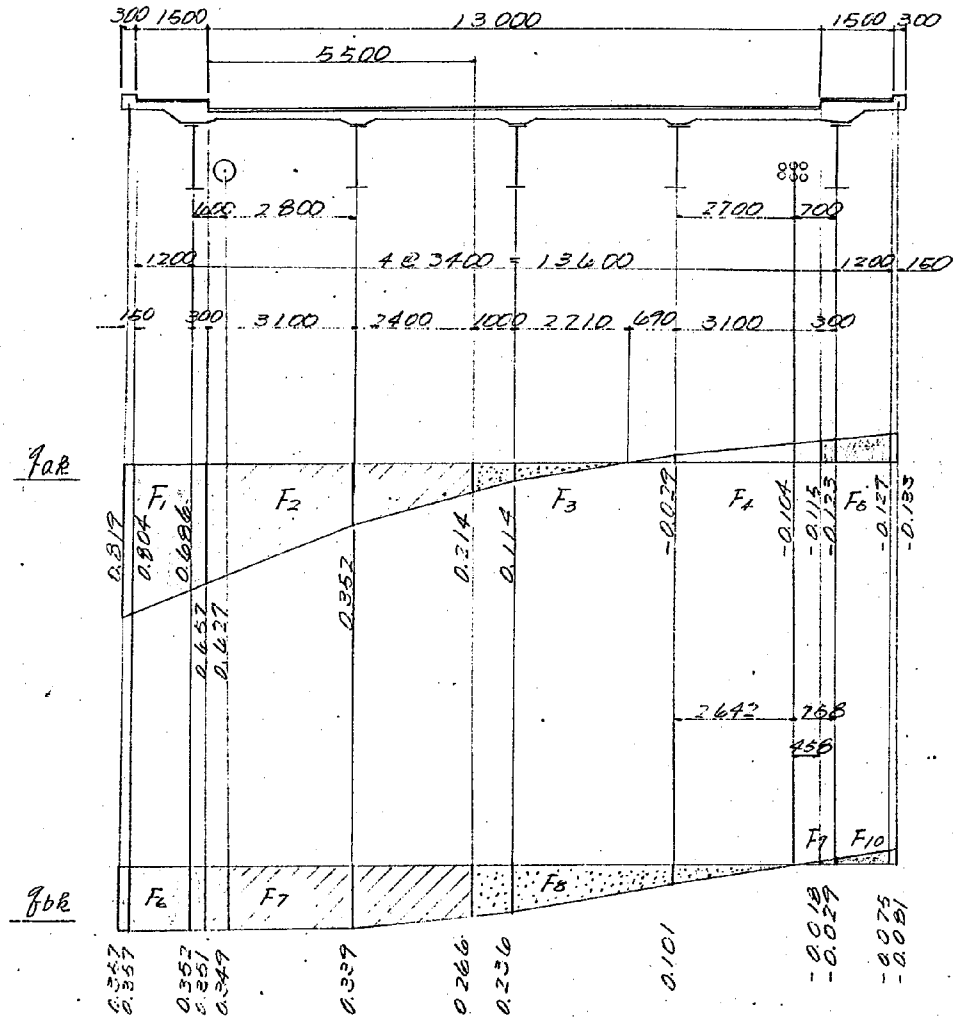


Leonhardt の q_{ik} は Homberg の B_{ik} と同じものであるから Homberg の表 (Einflußflächen für Kreuzwerke S.112) に於て $r=1.0$, $z=16$ より q_{ik} を計算する。

q_{aa}	=	0.6863	外桁 (a)
q_{ab}	=	0.2521	
q_{ac}	=	0.1136	
q_{ad}	=	−0.0288	
q_{ae}	=	−0.1232	
q_{ba}	=	0.3521	中桁 (b)
q_{bb}	=	0.3394	
q_{bc}	=	0.2359	
q_{bd}	=	0.1013	
$q_{be} = q_{ad}$	=	−0.0288	
$q_{ca} = q_{ac}$	=	0.1136	中桁 (c)
$q_{cb} = q_{bc}$	=	0.2359	
q_{cc}	=	0.3007	
$q_{cd} = q_{cb}$	=	0.2357	
$q_{ce} = q_{ca}$	=	0.1136	

2.2.2 荷重度

2.2.2.1 曲げモーメント及びたわみの計算に対する荷重度



$F_1 = \frac{1}{2} \times (0.804 + 0.667) \times 1.5 = 1.096$

$F_2 = \frac{1}{2} \times (0.667 + 0.352) \times 3.1 + \frac{1}{2} \times (0.352 + 0.214) \times 2.4$
$= 1.564 + 0.679 = 2.243$

$F_3 = \frac{1}{2} \times (0.214 + 0.114) \times 1.0 + \frac{1}{2} \times 0.114 \times 2.71$
$= 0.164 + 0.154 = 0.318$

$F_4 = \frac{1}{2} \times (-0.029) \times 0.69 + \frac{1}{2} \times (-0.029 - 0.115) \times 3.1$
$= -0.010 - 0.223 = -0.233$

$F_5 = \frac{1}{2} \times (-0.115 - 0.129) \times 1.5 = -0.183$

$F_1 + F_5 = 1.096 - 0.183 = 0.913$
$F_2 + \frac{1}{2}F_3 = 2.243 + \frac{1}{2} \times 0.318 = 2.402$
$F_2 + F_3 + F_4 = 2.243 + 0.318 - 0.233 = 2.328$

$F_6 = \frac{1}{2} \times (0.357 + 0.351) \times 1.5 = 0.532$

$F_7 = \frac{1}{2} \times (0.351 + 0.339) \times 3.10 + \frac{1}{2} \times (0.339 + 0.266) \times 2.4$
$= 1.070 + 0.726 = 1.796$

$F_8 = \frac{1}{2} \times (0.266 + 0.236) \times 1.0 + \frac{1}{2} \times (0.236 + 0.101) \times 3.4$
$+ \frac{1}{2} \times 0.101 \times 2.642$
$= 0.251 + 0.573 + 0.133 = 0.957$

$F_9 = \frac{1}{2} \times (-0.018) \times 0.458 = -0.004$

$F_{10} = \frac{1}{2} \times (-0.018 - 0.075) \times 1.5 = -0.070$

$F_6 + F_{10} = 0.532 - 0.070 = 0.462$
$F_7 + \frac{1}{2}F_8 = 1.796 + \frac{1}{2} \times 0.957 = 2.275$
$F_7 + F_8 + F_9 = 1.796 + 0.957 - 0.070 = 2.683$

外桁 (a)

			t/m
歩道部舗装及び床版	(0.069 + 0.350) × 0.913	=	0.383
車道 〃	(0.115 + 0.425) × 2.328	=	1.257 〃
高欄及び地覆	0.233 × (0.819 − 0.133)	=	0.160 〃
水道管	0.190 × 0.627	=	0.119 〃
電信ケーブル	0.090 × (1 − 0.104)	=	−0.009 〃
外桁ハンチ	0.650 × (0.686 − 0.123)	=	0.366 〃
中桁ハンチ	0.080 × (0.252 + 0.114 − 0.029)	=	0.035 〃
鋼重	0.170 × 16 × 1/15	=	0.544 〃
その他		=	0.015 〃
	Wd	=	2.870 t/m

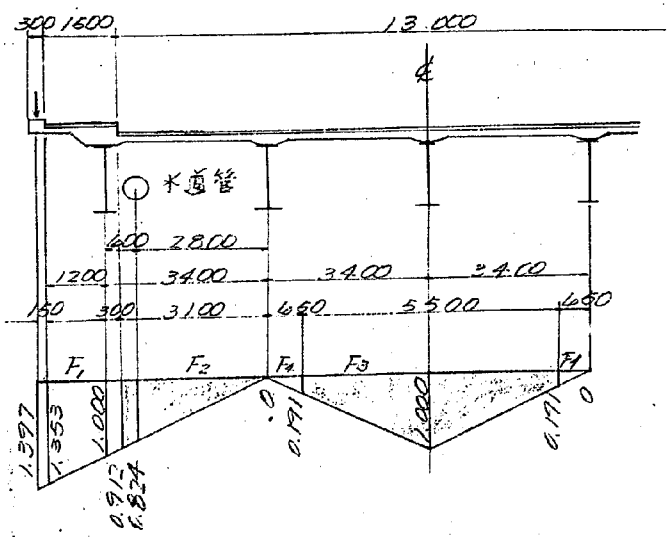
線荷重	P = 5.0 × 2.402	=	12.01	t
等分布活荷重	p = 0.35 × 2.402	=	0.841	t/m
群集荷重	g = 0.35 × 1.096	=	0.384	〃

中桁 (b)

			t/m
歩道部舗装及び床版	(0.069 + 0.350) × 0.462	=	0.194
車道 〃	(0.115 + 0.425) × 2.683	=	1.449 〃
高欄及び地覆	0.233 × (0.357 − 0.081)	=	0.064 〃
水道管	0.190 × 0.347	=	0.066 〃
電信ケーブル			
外桁ハンチ	0.650 × (0.352 − 0.029)	=	0.210 〃
中桁ハンチ	0.080 × (0.329 + 0.236 + 0.101)	=	−0.054 〃
鋼重	0.170 × 16.0 × 1/15	=	0.544 〃
その他		=	0.017 〃
	Wd	=	2.600 t/m

線荷重	P = 5.0 × 2.275	=	11.38	t
等分布荷重	p = 0.35 × 2.275	=	0.796	t/m
群集荷重	g = 0.35 × 0.532	=	0.186	〃

2.2.2.2 反力 及び 剪断力の計算に対する荷重度



$F_1 = \frac{1}{2} \times (1.353 + 0.912) \times 1.5 = 1.679$

$F_2 = \frac{1}{2} \times 0.912 \times 3.1 = 1.414$

$F_3 = \frac{1}{2} \times (0.191 + 1.000) \times 5.5 = 3.275$

$F_4 = 3.400 - 3.275 = 0.125$

$F_3 + \frac{1}{2} F_4 = 3.275 + \frac{1}{2} \times 0.125 = 3.338$

$F_3 + F_4 = 3.400$

外桁 (a)

歩道部舗装及び床版	(0.069 + 0.350) × 1.699	= 0.712	t/m
車道 〃	(0.115 + 0.425) × 1.414	= 0.764	〃
高欄及び地覆	0.233 × 1.397	= 0.326	〃
水道管	0.190 × 0.824	= 0.157	〃
外桁ハンチ		= 0.650	〃
鋼重		= 0.544	〃
その他		= 0.017	〃
		W_d = 3.170	t/m

線荷重 $P = 5.0 \times 1.414 = 7.07$ t
等分布荷重 $p = 0.35 \times 1.414 = 0.495$ t/m
群集荷重 $3 = 0.35 \times 1.699 = 0.595$ 〃

中桁 (C)

車道部舗装及び床版	(0.115 + 0.425) × 3.400	= 1.836	t/m
中桁ハンチ		= 0.080	〃
鋼重		= 0.544	〃
その他		= 0.010	〃
		W_d = 2.470	t/m

線荷重 $P = 5.0 \times 3.338 = 16.69$ t
等分布活荷重 $p = 0.350 \times 3.338 = 1.168$ t/m

2.2.3 主桁の曲げモーメント

Leonhardt の簡易計算法では 主桁の曲げモーメントは 近似的に次式で計算される。

$$M_i = M^{\circ} g_{ik} + M' g'_{ik}$$

ここで M°：対傾構を取除いた単独連続桁の曲げモーメント
M'：対傾構取付点も剛支点と考えた連続桁の〃
$g'_{ik} = -g_{ik}$ (ただし)， $g_{ii} = 1 - g_{ii}$

ところで対傾構数が多い場合 第2項による影響は僅少であるので 第2項を省略し

$$M = M^{\circ} g_{ik}$$

で計算することにする。かつ g_{ik} は支間中央における値が全径間にわたり一定であるものとする。

活荷重の衝撃係数は 等径間連続桁であるから各点において

$$i = \frac{20}{50 + \ell} = \frac{20}{50 + 38.45} = 0.226$$

従って外桁及び中桁に作用する荷重度は

外桁
$w_d = 2.870$ t/m
$g = 0.384$ 〃
$P_{1+i} = 1.226 \times 12.01 = 14.7$ t
$p_{1+i} = 1.226 \times 0.841 = 1.03$ t/m

中桁
$w_d = 2.600$ t/m
$g = 0.186$ 〃
$p_{1+i} = 1.226 \times 11.38 = 14.0$ t
$p_{1+i} = 1.226 \times 0.796 = 0.976$ t/m

よって Anger 表を用いて径間10等分点の曲げモーメントを計算すれば 次の通り。

外桁 (単位 t·m)

(注 * 印は活荷重 1.3倍済)

点	ΣF	Fmax	ηmax	M_d	M_g	M_{p+i}	M_{p+i}	ΣM
1	51.7	59.1	3.361	148	23	49	61	281
2	88.7	103.5	5.760	255	40	85	107	487
3	110.9	133.1	7.236	318	51	106	137	612
4	118.3	147.8	7.651	340	57	115	152	664
5	110.9	147.8	7.690	318	57	113	152	640
6	88.7	133.1	6.867	255	51	101	137	544
7	51.7	103.5	5.514	148	40	81	107	375
		-51.8	-2.153		-20	-32	-53	* 11
8	0	59.1	3.791	0	23	56	61	* 182
		-59.1	-2.461		-23	-36	-61	* -156
9	-66.5	-88.7	-3.768	-191	-34	-41	-91	-357
10	-147.8	-177.5	-3.937	-424	-66	-58	-178	-726
11	-81.3	-93.6	-3.445	-233	-36	-51	-96	-416
12	-29.6	44.4	3.937	-85	17	58	46	* 72
		-73.9	-2.953		-28	-43	-76	-232
13	7.4	81.3	5.437	21	31	80	84	216
		-73.9	-2.461		-28	-36	-76	* -161
14	29.6	103.5	6.398	85	40	94	107	326
15	37.0	110.9	6.729	106	43	99	114	362

中桁

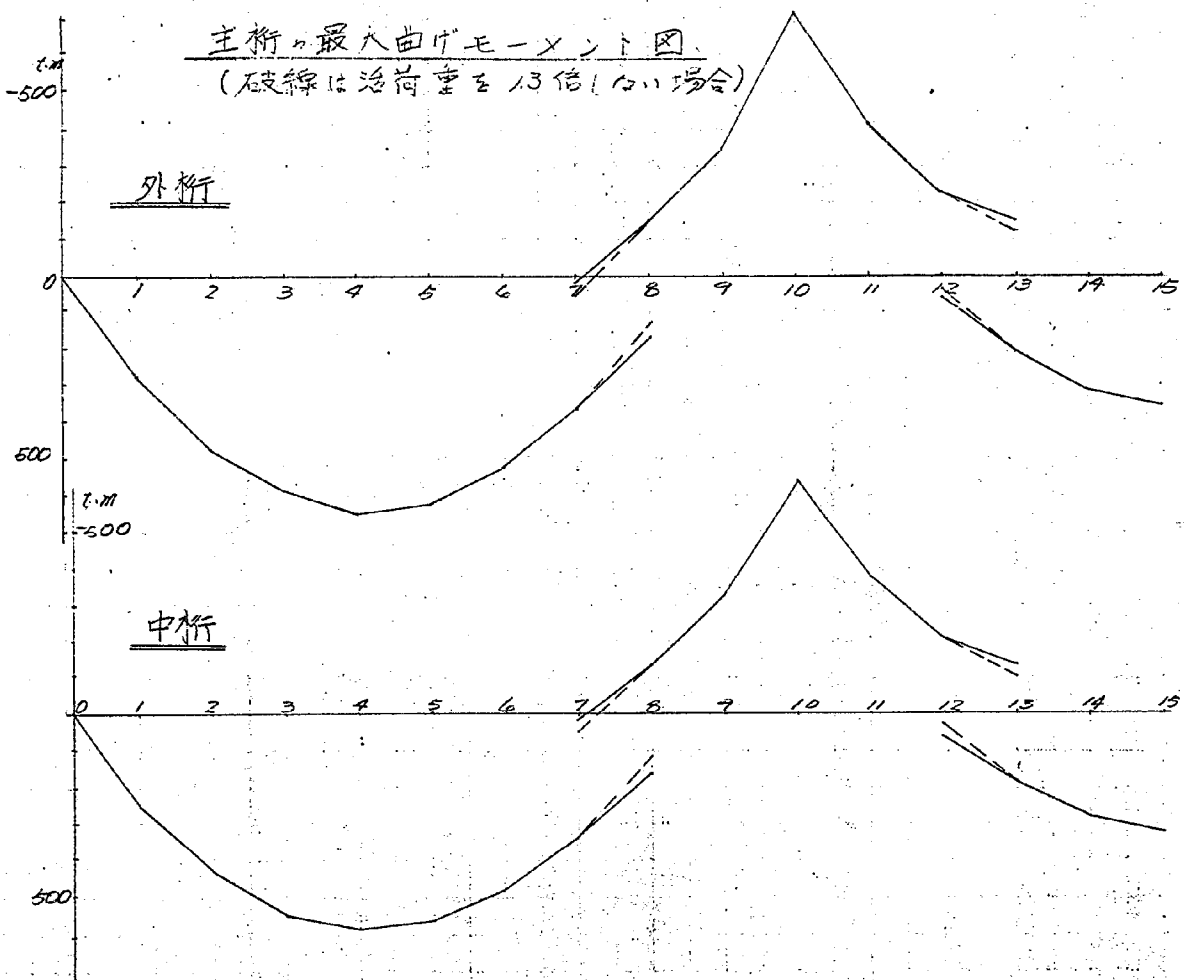
(注 * 印は活荷重1.3倍済)

点	ΣF	Fmax	Mmax	Md	Mg	Mp+i	Mg+i	ΣM
1	51.7	59.1	3.361	134	11	47	58	250
2	88.7	103.5	5.760	231	19	81	101	432
3	110.9	133.1	7.236	288	25	101	130	544
4	118.3	147.8	7.851	308	27	110	144	587
5	110.9	147.8	7.690	288	27	108	144	567
6	88.7	133.1	6.867	231	25	96	130	482
7	51.7	103.5	5.514	134	19	77	101	331
		-51.8	-2.153		-10	-30	-51	* 16
8	0	59.1	3.791	0	11	53	58	* 159
		-59.1	-2.461		-11	-34	-58	* -134
9	-66.5	-88.7	-2.768	-173	-16	-39	-87	-315
10	-147.8	-172.5	-3.937	-384	-32	-55	-168	-639
11	-81.3	-93.6	-3.446	-211	-17	-48	-91	-367
12	-29.6	44.4	3.937	-77	8	-55	43	* 61
		-73.9	-2.963		-14	-41	-72	-204
13	7.4	81.3	5.437	19	15	76	79	189
		-73.9	-2.461		-14	-34	-72	* -137
14	29.6	103.5	6.398	77	19	90	101	287
15	37.0	110.9	6.729	96	21	94	108	319

上記は等断面連続桁としての曲げモーメントであるから任間最大曲げモーメントは計算しても意味がないので省略する。
以上を図示すると次頁の通り。

主桁の最大曲げモーメント図

（破線は活荷重を1.3倍した場合）



2.2.4 主桁の反力

活荷重の衝撃係数　　$i = 0.226$

従って外桁及び中桁に作用する荷重度は

外桁　　$W_d = 3.17\ t/m$
$g = 0.475\ "$
$P_{1+i} = 1.226 \times 7.07 = 8.67\ t$
$g_{1+i} = 1.226 \times 0.475 = 0.607\ t/m$

中桁　　$W_d = 2.47\ t/m$
$P_{1+i} = 1.226 \times 16.67 = 20.5\ t$
$g_{1+i} = 1.226 \times 1.168 = 1.43\ t/m$

外　桁

(単位 t)

点	ΣF	Fmax	ηmax	R_d	R_g	R_{p1+i}	R_{p1+i}	ΣR
0	16.42	17.32	1.000	47	10	9	11	79
10	42.26	46.06	1.000	134	27	9	28	198

中　桁

点	ΣF	Fmax	ηmax	R_d	R_g	R_{p1+i}	R_{p1+i}	ΣR
0	15.42	17.32	1.000	38	——	21	25	84
10	42.26	46.06	1.000	104	——	21	66	191

2.2.5 主桁の剪断力

外桁及び中桁に作用する荷重度は

外桁　w_d = 3.17 t/m
　　g = 0.595 "
　　P_{1+i} = 1.226 × 7.07 = 8.67 t
　　y_{1+i} = 1.226 × 0.495 = 0.607 t/m

中桁　w_d = 2.47 t/m
　　P_{1+i} = 1.226 × 16.67 = 20.5 t
　　y_{1+i} = 1.226 × 1.168 = 1.43 t/m

外　桁

(単位 t)

支	ΣF	Fmax	ηmax	Q_d	Q_g	Q_{P1+i}	Q_{y1+i}	Q
10_L	-23.03	-23.67	-1.000	-73	-14	-9	-14	-110
10_R	19.23	22.40	1.000	61	13	9	12	95

中　桁

支	ΣF	Fmax	ηmax	Q_d	Q_g	Q_{P1+i}	Q_{y1+i}	Q
10_L	-23.03	-23.67	-1.000	-57	——	-21	-34	-112
10_R	19.23	22.40	1.000	47	——	21	32	100

2.2.6. 主桁の断面

断面 I. 桟質 SS41.

	A	y	A·y	A·y²
上フ.板 PL. 510.36	183.6	19.3	1#66?	1.154.600
上ウェブ PL. 1550.?	139.5			279.300
下フ.板 PL. 500.28	140.0	78.9	11.046	871.500
	463.1			2.305.400

$e = 7.6^{cm}$ $\quad J = 2.278.700^{cm^4}$

$y_o = 73.5^{cm}$ $\quad y_u = 87.9^{cm}$

$+M_{Rc} = \frac{1300}{73.5} \times 2.2787 \cdot 10^6 = 40.3 \cdot 10^6 \, kg \cdot cm$

$+M_{Rt} = \frac{1400}{87.9}$ 〃 $= 36.3 \cdot 10^6$ 〃

$\therefore +M_R = 36.3 \cdot 10^6 \, kg \cdot cm = 363^{t \cdot m}$

添接断面

引張フランジを4孔当りとすると

$-M_R' = 280 \cdot \frac{40}{50} = 224^{t \cdot m}$

負の曲げモーメントを受ける場合

圧縮フランジ固定間距離 $\quad l = \frac{38.45}{4} = 9.6125^{cm}$

$l/b = \frac{96.125}{50} = 19.2 < 30$

$\sigma_{ca} = 1300 - 0.6 \cdot 19.2^2 = 1.079 \, kg/cm^2$

$\therefore -M_R = \frac{1079}{87.9} \cdot 2.2787 \cdot 10^6 = 28.0 \cdot 10^6 \, kg \cdot cm$

$= 280^{t \cdot m}$

断面 2.　杭質 H.T. 36/50

	A	y	A·y	A·y²
1-u.Fg.Pl.	510.38	193.8	79.4	15.388	1,221,800
1-Web Pl.	1550·?	139.5			279,300
1-L.Fg.Pl.	500.36	180.0	79.3	14.274	1,131,900
		513.3			2,633,000

$e = 2.1^{cm}$　　$J = 2,630,700^{cm^4}$

$y_u = 79.2^{cm}$　　$y_l = 83.2^{cm}$

$+M_{Rc} = \frac{2000}{79.2} \times 2,630,7 \cdot 10^6 = 66.4 \cdot 10^6$ kg·cm

$+M_{Rt} = \frac{2100}{83.2} \times$ 〃 $= 66.4 \cdot 10^6$ 〃

$\therefore +M_R = 664^{t \cdot m}$

添接断面
引張フランジを4孔引きすると

$+M_R' = 664 \cdot \frac{40}{50} = 531^{t \cdot m}$

断面 3.　杭質 H.T. 36/50

	A	y	A·y	A·y²
1-u.Fg.Pl.	510.28	142.8	78.?	11,267	889,000
1-Web.Pl.	1550·?	139.5			279,000
1-L.Fg.Pl.	500.25	125.0	78.75	9.844	775,000
		407.3			1,943,500

$e = 3.5^{cm}$　　$J = 1,938,500^{cm^4}$

$y_u = 76.8^{cm}$　　$y_l = 83.5^{cm}$

$+M_{Rc} = \frac{2000}{76.8} \cdot 1.9385 \cdot 10^6 = 50.5 \cdot 10^6$ kg·cm

$+M_{Rt} = \frac{2100}{83.5} \cdot$ 〃 $= 48.8 \cdot 10^6$ 〃

$\therefore +M_R = 488$ t·m

添接断面

引張フランジを4孔引きすると

$+M_R' = 488 \cdot \frac{40}{50} = 390$ t·m

負の曲げモーメントを受けた場合

$\sigma_{ca} = 2000 - 1.4 \cdot 19.2^2 = 1.484$ kg/cm²

$\therefore -M_R = \frac{1484}{83.5} \cdot 1.9385 \cdot 10^6 = 345$ t·m

断面4 桟質 H.T. 50/60

(負の曲げモーメントを受ける断面)

	A.	y	A·y	A·y²
1-u.Fg.Pl. 510·25	127.5	78.75	10.040	790,700
1-Web Pl. 1550.9	139.5			279,300
1-l.Fg.Pl. 500·36	180.0	79.3	−14.274	1,131,900
	447.0			2,201,900

$e = -9.5$ cm　　$J = 2,161,600$ cm⁴

$y_u = 89.5$ cm　　$y_l = 71.6$ cm

$\sigma_{ca} = 2600 - 2.3 \cdot 19.2^2 = 1.752$ kg/cm²

$-M_{Rt} = \frac{2800}{89.5} \cdot 2.161.6 \cdot 10^6 = 67.6 \cdot 10^6$ kg·cm

$$-M_{Rc} = \frac{1752}{71.6} \cdot 2.1616 \cdot 10^6 = 538 \cdot 10^6 \ kg \cdot cm$$

$$\therefore -M_R = 538 \ t \cdot m$$

断面5. 桟質 H.T. 50/60

(頁の曲げモーメントを受ける断面)

	A	y	A·y	A·y²
1-u.Fg.Pl.	510.25	137.5	78.75	10.040	790,700
1-Web Pl.	1550.12	186.0			372,400
1-L.Fg.Pl.	500.36	180.0	79.30	-14.274	1,131,900
1-Cov.Pl.	450.22	99.0	82.30	-3.138	668,900
	492.5				2,963,900

$e = -20.9 \ cm$ $\quad J = 2,705,100 \ cm^4$

$y_u = 100.9 \ cm$ $\quad y_l = 62.4 \ cm$

$\sigma_{ca} = 1752 \ kg/cm^2$

$$-M_{Rt} = \frac{2800}{100.9} \cdot 2.705 \cdot 10^6 = 75.1 \cdot 10^6 \ kg \cdot cm$$

$$-M_{Rc} = \frac{1752}{62.4} \cdot \quad " \quad = 76.0 \cdot 10^6 \ "$$

$$\therefore -M_R = 75.1 \ t \cdot m$$

断面 b. 材質 H.T. 36/60

	A	y	A·y	A·y²
1-U. Flg. Pl. 510. 33	193.8	79.4	15.338	1.221.800
1-Web Pl. 1550. 9	139.5			279.300
1-L. Flg. Pl. 500. 32	160.0	79.1	12.656	1.001.100
	493.3			2.502.200

$e = 5.7$ cm　　$J = 2.487.800$ cm⁴

$y_u = 75.9$ cm　　$y_l = 86.1$ cm

$$+M_{rc} = \frac{2.000}{75.9} \cdot 2.487.8 \cdot 10^6 = 655.10^6 \text{ kg.cm}$$

$$+M_{rt} = \frac{2.100}{86.1} \cdot \quad " \quad = 607.10^6 \quad "$$

$$\therefore +M_R = 607 \text{ t.m}$$

添接断面

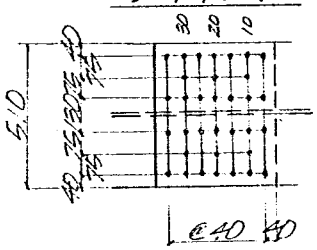
引張フランジを4孔引きすると

$$+M_R' = 607 \cdot \frac{40}{50} = 486 \text{ t.m}$$

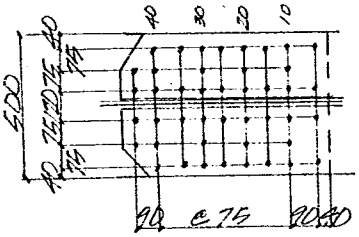
2.2.7. 主桁フランジの添接

各断面共ボルトの配置は下図の要領で行う。

上フランジ



下フランジ



断面1

上フランジ　I-U. Fig. P.: 510.36　$A_g = 183.6\ cm^2$

$A_{g/2} = 91.8$ "

添接鈑

	A_g
1-P.: 510.19	= 96.9
2-P.: 230.22	= 101.2
	198.1 cm^2

所要鋲数

$$n = \frac{1300 \cdot 183.6}{95.79} = 23.9\ (本)$$

(24本使用)

下フランジ　I-L. Fig. P.: 500.28

$A_n = (50.0 - 4 \cdot 2.5) \cdot 2.8 = 112.0\ cm^2$

$A_{n/2} = 56.0$ "

添接鈑

	A_n'
1-Pl. 500·14 (50.0 - 4.25)·1.4	= 56.0
2-Pl. 230·16 2·(23.0 - 2.25)·1.6	= 57.6
	113.6 cm²

$$n = \frac{1400 \cdot 112.0}{9579} = 16.3 \text{ 本}$$

(24本使用)

断面2.

上フランジ 1-U. Fig. Pl. 510.38 A_g = 193.8 cm²

$A_g/2$ = 96.9 "

添接鈑

	A_g'
1-Pl. 510·19	= 96.9
2-Pl. 230·22	= 101.2
	198.1 cm²

$$n = \frac{2000 \cdot 193.8}{9579} = 40.4 \text{ 本}$$

(44本使用)

下フランジ 1-L. Fig. Pl. 500.36

A_n = (50.0 - 4.25)·3.6 = 144.0 cm²

$A_n/2$ = 72.0 "

添接鈑

	A_n'
1-Pl. 500·19 (50.0 - 4.25)·1.9	= 76.0
2-Pl. 230·22 2·(23.0 - 2.25)·2.2	= 79.2
	155.2 cm²

$$n = \frac{2100 \cdot 144.0}{9579} = 31.5\text{本}$$

(34本使用)

断面3.

上フランジ 1-U. Flg. Pl. 510.28　　$A_g = 142.8\ (cm^2)$

$A_{g/2} = 71.4$ "

添接鈑

	A_g'
1-Pl. 510.14	71.4
2-Pl. 230.16	73.6
	145.0 (cm^2)

$$n = \frac{2000 \cdot 142.8}{9579} = 29.8\text{本}$$

(34本使用)

下フランジ 1-L. Flg. Pl. 500.25

$$A_n = (50.0 - 4.25) \cdot 2.5 = 100.0\ (cm^2)$$

$A_{n/2} = 50.0$ "

添接鈑

	A_n'
1-Pl. 500.14	$(50.0 - 4.25) \cdot 1.4 = 56.0$
2-Pl. 230.16	$2 \cdot (23.0 - 2.25) \cdot 1.6 = 57.6$
	113.6 (cm^2)

$$n = \frac{2100 \cdot 100.0}{9579} = 21.9\ (\text{本})$$

(24本使用)

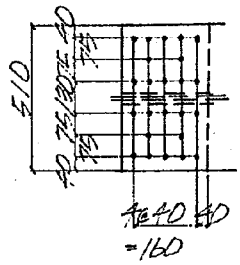
断面6

断面2に準じる.

以上の計算よりリベット配置を図示すると.

断面1.

上フランジ

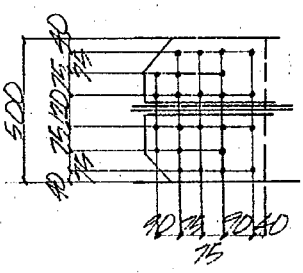


1-Spl. Pl. 510.19.480

2- " 230.22.480

(SM41 Bリベ φ22 SV34)

下フランジ



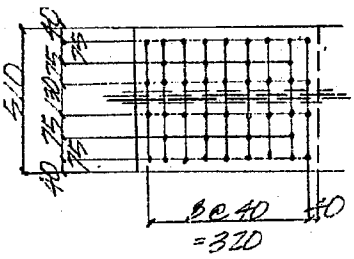
1-Spl. Pl. 500.14.320

2- " 230.16.320

(SM41 Rリベ φ22 SV34)

断面2.

上フランジ

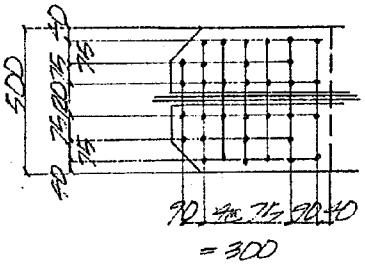


1-Spl. Pl. 510.19.800

2- " 230.22.800

(H.T.36/60 Bリベ φ22 SV41)

下フランジ



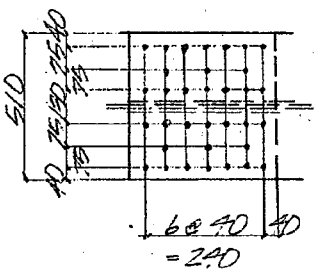
1-Spl.PL. 500.19.1120

2- 〃 230.22.1120

(H.T.36/60 Bu'φ22 SV41)

断面3.

上フランジ

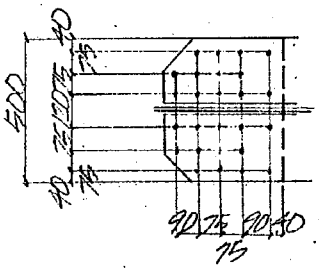


1-Spl.PL. 510.14.640

2- 〃 230.16.640

(H.T.36/60 Bu'φ22 SV41)

下フランジ

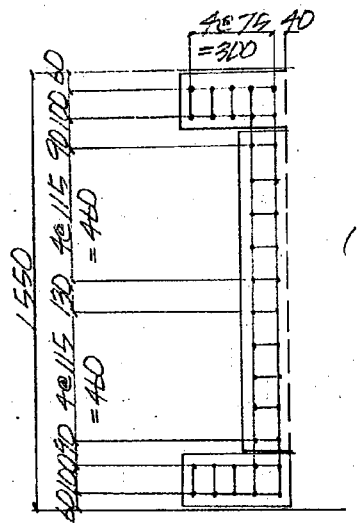


1-Spl. PL. 500.14.830

2- 〃 230.16.830

(H.T.36/60 Bu'φ22 SV41)

腹鈑の添接は建設省土木研究所の道路橋
標準設計集を参照して下図の如くとし
計算は省略する.



4-Spl.Pl. 180.9.760
2- 〃 310.9.1130
(H.T.36/60 or SS41.
BV d22 SV41 SV34)

2.3. 対傾構

荷重分配対傾構
上下弦材が曲げモーメントを 斜材が剪断力を受け持つものと考える。

2.3.1 曲げモーメント

径間中央のC桁上の曲げモーメント影響線縦距は、
P=1がa桁上にあるときを η_a とすれば

$$\eta_a = 2a(\beta_{aa} - 1) + a \cdot \beta_{ba}$$

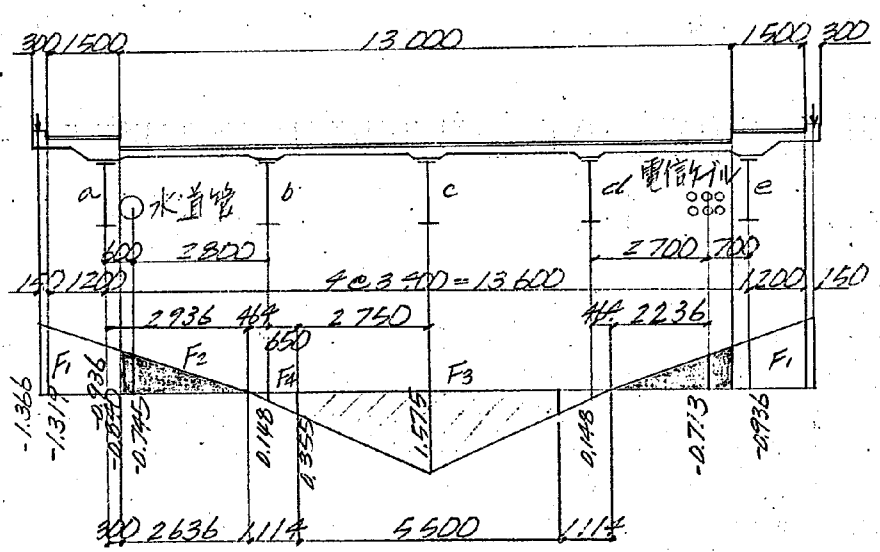
$$= 2 \cdot 3.4 (0.6863 - 1) + 3.4 \cdot 0.3521 = -0.936$$

$$\eta_b = 2a \cdot \beta_{ab} + a(\beta_{bb} - 1)$$

$$= 2 \cdot 3.4 \cdot 0.3521 + 3.4 (0.3394 - 1) = 0.143$$

$$\eta_c = 2a \cdot \beta_{ac} + a \cdot \beta_{bc}$$

$$= 2 \cdot 3.4 \times 0.1136 + 3.4 \cdot 0.2352 = 1.575$$



$2F_1 = 2 \cdot \frac{1}{2}(-1.319 - 0.840) \cdot 1.5 = -3.239$

$2F_2 = 2 \cdot \frac{1}{2}(-0.840) \cdot 2.636 = -2.214$

$F_3 = \frac{1}{2} \cdot (1.579 + 0.355) \cdot 5.5 = 5.303$

$2F_4 = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0.355 \cdot 1.114 = 0.395$

$2F_2 + F_3 + 2F_4 = -2.214 + 5.308 + 0.395 = 3.489$

$F_3 + F_4 = 5.308 + \frac{1}{2} \cdot 0.395 = 5.508$

荷重度

橋軸方向の影響巾を対傾構間隔とする.

等分布死荷重

歩道部舗装及び床版 $W_{d1} = 0.419 \cdot 5.5 = 2.30\ t/m$

車道部 〃 $W_{d2} = 0.540 \cdot 5.5 = 2.97$ 〃

集中死荷重

高欄及び地覆	$W_1 = 0.233 \cdot 5.5 = 1.28\ t$
水道管	$W_2 = 0.190 \cdot 5.5 = 1.05$ 〃
電信ケーブル	$W_3 = 0.090 \cdot 5.5 = 0.50$ 〃
外桁ハンチ	$W_4 = 0.650 \cdot 5.5 = 3.58$ 〃
中桁 〃	$W_5 = 0.080 \cdot 5.5 = 0.44$ 〃

(鋼重は関与しないものとする.)

活荷重

衝撃係数は支間 $\ell = 4 \cdot 3.4 = 13.6\ m$ として

$$i = \frac{20}{50 + \ell} = \frac{20}{50 + 13.6} = 0.314$$

よって

線荷重 $P_{Tu} = 5.0 \cdot 1.314 = 6.57$ t/m

等価荷重 $P_{Tu} = 0.35 \cdot 1.314 \cdot 5.5 = 2.53$ "

群集荷重 $q = 0.35 \cdot 5.5 = 1.93$ "

従って

$$M_0 = 2.30 \cdot (-3.239) + 2.97 \cdot 3.489 + 1.28 \cdot 2 \cdot (-1.366) + 1.05 \cdot (-0.745) + 0.50 \cdot (-0.713) + 3.58 \cdot 2 \cdot (-0.936) + 0.44 \cdot (2 \cdot 0.148 + 1.575)$$

$$= -7.4 + 10.4 - 3.5 - 0.8 - 0.4 - 6.7 + 0.8$$

$$= -7.6 \text{ t·m}$$

$$+M_{L+i} = 6.57 \cdot 5.508 + 2.53 \cdot 5.508$$

$$= 36.2 + 13.9 = 50.1 \text{ t·m}$$

$$-M_{L+i} = 6.57 \cdot (-2.214) + 1.93 \cdot (-3.239)$$

$$= -14.5 - 6.3 = -20.8 \text{ t·m}$$

合計曲げモーメント

$+\Sigma M = -7.6 + 1.3 \cdot 50.1 = 57.5$ t·m

$-\Sigma M = -7.6 - 20.8 = -28.4$ "

2.3.2. 剪断力

径間中央のa桁上の剪断力影響線縦距は $P=1$ がa桁上にあるときは η_a とすれば

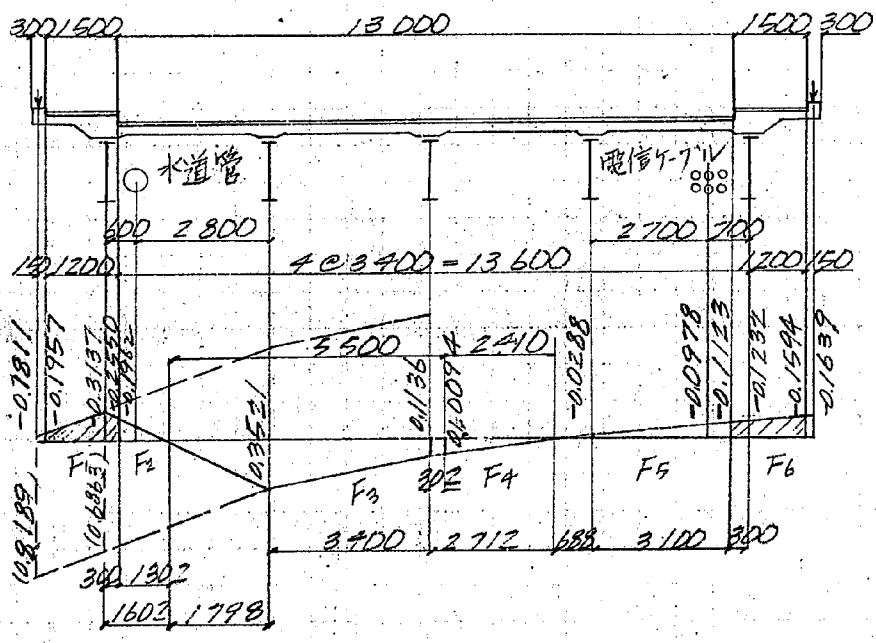
$\eta_a = g_{aa} - 1 = 0.6863 - 1 = -0.3137$

$\eta_b = g_{ab} = 0.3521$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{ac} = 0.1136$$

$$\varepsilon_d = \varepsilon_{ad} = -0.0288$$

$$\varepsilon_e = \varepsilon_{ae} = -0.1232$$



$$F_1 = \frac{1}{2}\cdot(-0.1957-0.3137)\times 1.2 + \frac{1}{2}(-0.3137-0.2550)\times 0.3$$

$$= -0.3056 - 0.0853 = -0.3909$$

$$F_2 = \frac{1}{2}\times(-0.2550)\times 1.302 = -0.166$$

$$F_3 = \frac{1}{2}\cdot 0.3521\cdot 1.798 + \frac{1}{2}(0.3521+0.1136)\cdot 3.4$$

$$+ \frac{1}{2}\cdot(0.1136+0.1009)\times 0.302$$

$$= 0.3165 + 0.7917 + 0.0324 = 1.1406$$

$F_4 = \frac{1}{2} \cdot 0.1009 \cdot 2.410 = 0.1216$

$F_5 = \frac{1}{2} \cdot (-0.0288) \cdot 0.688 + \frac{1}{2} (-0.0288 - 0.1123) \cdot 3.1$

$= -0.0099 - 0.2187 = -0.2286$

$F_6 = \frac{1}{2} (-0.1125 - 0.1594) \cdot 1.5 = 0.2039$

$F_1 + F_6 = -0.3909 - 0.2039 = -0.5948$

$F_2 + F_5 = -0.166 - 0.2286 = -0.3946$

$F_2 + F_5 + F_3 + F_4 = -0.166 + 0.2286 + 1.1406 + 0.1216 = 0.8676$

$F_3 + \frac{1}{2} F_4 = 1.104 + \frac{1}{2} \cdot 0.1216 = 1.1648$

従って

$Q_d = 2.30 \cdot (-0.5948) + 2.97 \cdot 0.8676 + 1.38 (-0.1811 - 0.1639)$
$+ 1.05 (-0.1962) + 0.50 \cdot (-0.0978) + 3.58 \cdot (-0.3137$
$- 0.1233) + 0.44 (0.3521 + 0.1136 - 0.0288)$

$= -1.3680 + 2.5777 + 0.4416 - 0.2060 - 0.0489 - 1.5641$
$+ 0.1922$

$= -0.8594^{t}$

$+ Q_{l+1} = 6.57 \cdot 1.1648 + 2.53 \cdot 1.1648$

$= 7.653 + 2.9469 = 10.6^{t}$

$- Q_{l+1} = 6.57 \cdot (-0.3946) + 2.53 \cdot (-0.3946) + 1.93 \cdot (-0.5948)$

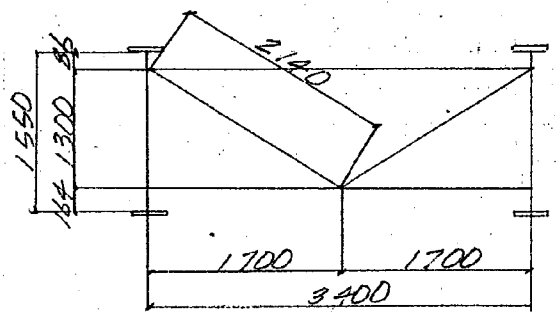
$= -2.593 - 0.9983 - 1.1480 = -4.73^{t}$

合計剪断力

$+ \Sigma Q = -0.8594 + 1.3 \cdot 10.6 = 12.92^{t}$

$- \Sigma Q = -0.8594 - 4.73 = -5.59^{t}$

2.3.3. 断面決定.



上弦材

$$S = -\frac{57.5}{1.3} = -44.2\ t$$

I-H 175.175.7.5.11 を使用すると.

$A_g = 51.2\ cm^2$ $\quad r = 4.38\ cm$

$$\frac{\ell}{r} = \frac{340}{4.38} = 77.6 < 120$$

$$\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06 \cdot 77.6^2 = 939\ kg/cm^2$$

$$\sigma_c = \frac{44,200}{51.2} = 863\ kg/cm^2 < 939\ kg/cm^2$$

下弦材

$$S = -\frac{20.4}{1.3} = -21.8\ t$$

I-H 150.150.7.10 を使用すると.

$A_g = 40.1\ cm^2$ $\quad r = 3.75\ cm$

$$\frac{\ell}{r} = \frac{340}{3.75} = 90.7 < 120$$

$$\sigma_{ca} = 1300 - 0.06 \cdot 90.7^2 = 806\ kg/cm^2$$

$$\sigma_c = \frac{21,800}{40.1} = 544\ kg/cm^2 < 806\ kg/cm^2$$

$$\sigma_t = \frac{44.200}{40.1} = 1102\ \mathrm{kg/cm^2} < 1.400\ \mathrm{kg/cm^2}$$

斜材

$$S = \pm Q \sec\theta = \pm 12.9^t \cdot \frac{2140}{1300} = \pm 21.27^t$$

$L-L$ 130·130·12 を使用する。

$A_g = 29.8\ \mathrm{cm^2}$　　$r_{min} = 2.54\ \mathrm{cm}$

$$\frac{\ell}{r} = \frac{2140}{2.54} = 84.2 < 120$$

$$\sigma_{ca} = 1300 - 0.06 \cdot 84.2^2 = 875\ \mathrm{kg/cm^2}$$

$$\sigma_c = \frac{21.270}{29.8} = 714\ \mathrm{kg/cm^2} < 875\ \mathrm{kg/cm^2}$$

2.4. 下横構

風荷重 $w_1 = 240 + 450h = 240 + 450 \cdot 1.55 = 938$ kg/m.l
> 600 kg/m.l

許容応力は20%割増しだから

$$w_1' = \frac{w_1}{1.2} = \frac{938}{1.2} = 782 \text{ kg/m.l}$$

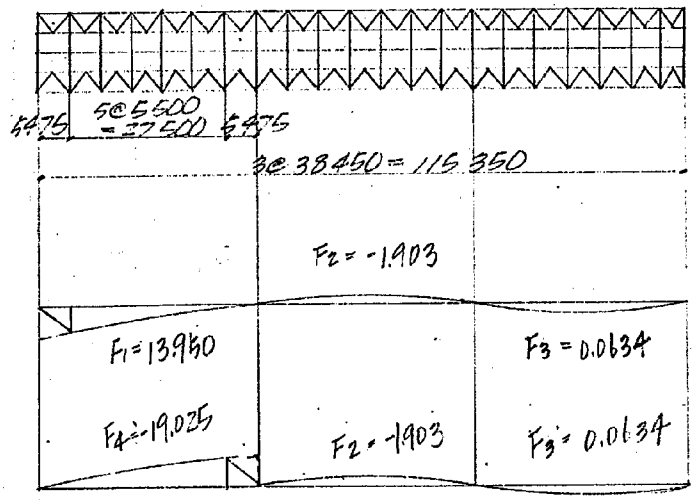
地震荷重（橋軸直角方向）は、質より

$$w_2 = 0.2 \cdot 13.300 \cdot \frac{1}{2} = 1330 \text{ kg/m.l}$$

許容応力度は70%割増しだから

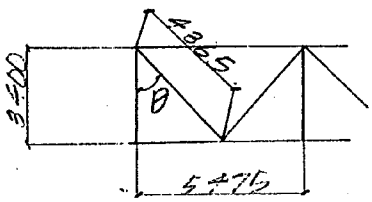
$$w_2' = \frac{w_2}{1.7} = \frac{1330}{1.7} = 782 \text{ kg/m.l}$$

上記、横荷重のうち半分は床版が分担することとする。



$F_1 + F_3 = 14.0134$ $\Sigma F = 12.1104$

$F_4 + F_3 = -20.928$ $\Sigma F = -20.8646$



$\sec\theta = \frac{4365}{3400} = 1.284$

作用軸力

端支点附近

風荷重のとき $S = \pm \frac{1}{2} \cdot 782 \times 14.0134 \cdot 1.284 = 7035$ kg

地震荷重のとき $S = \pm \frac{1}{2} \cdot 782 \cdot 12.1104 \cdot 1.284 = 6080$ "

中間支点附近

風荷重のとき $S = \pm \frac{1}{2} \cdot 782 \times 20.928 \cdot 1.284 = 10,507$ kg

地震荷重のとき $S = \pm \frac{1}{2} \cdot 782 \cdot 20.8646 \cdot 1.284 = 10,475$ "

断面決定

端支点附近

I-C.T. 118.176.8.8 を使用する

$A_g = 23.9\ cm^2$ $r = 3.42$ cm

$\ell/r = \frac{436.5}{3.42} = 128 < 150$

$\sigma_{ca} = \frac{2,200,000}{128^2} = 439\ kg/cm^2$

$\sigma_c = \frac{7035}{23.9} = 294\ kg/cm^2 < 439\ kg/cm^2$

所要鉄数 $n = \frac{7035}{3485} = 2.0$ (本)

中間支点附近

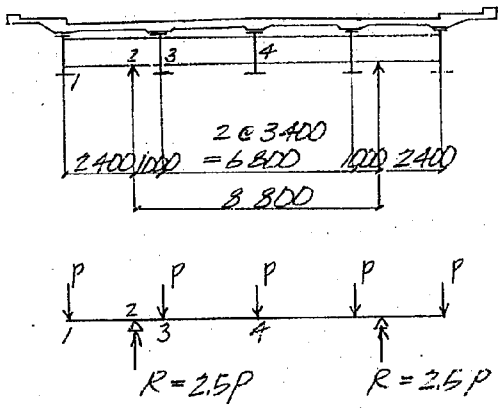
I-C.T. 118.176.8.8 を使用すれば.

$$\sigma_c = \frac{10507}{23.9} = 438\ \mathrm{kg/mm^2} < 439\ \mathrm{kg/mm^2}$$

$$\tau = \frac{10507}{3785} = 3.0\ (\mathrm{t})$$

2.5. 端横桁.

下図に示す位置でジャッキアップを行うものとする.



死荷重による主桁反力をPとすると上図に於て

$R = 2.5P$

$M_1 = 0$

$M_2 = -2.4P$

$M_3 = 2.5P \cdot 1.0 - (2.4+1.0)P = -0.9P$

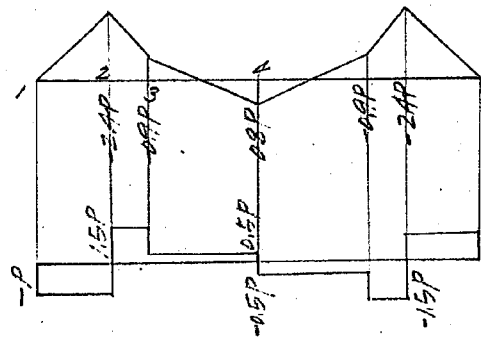
$M_4 = 2.5P \cdot 4.4 - (2.4+4.4+3.4)P = 0.8P$

$Q_0 = -P$

$Q_{2R} = 2.5P - P = 1.5P$

$Q_{3R} = 1.5P - P = 0.5P$

以上を図示すると次の通り.



曲げモーメント

剪断力

桁反力Pは

端支点 $P = 1/5 \cdot 205 = 41^{t}$

中間支点 $P = 1/5 \cdot 562 = 112^{t}$

架遣支点 $P = 1/5 \cdot 410 = 82^{t}$

ジャッキ反力Rは

端支点 $R = 1/2 \cdot 205 = 103^{t}$

中間支点 $R = 1/2 \cdot 562 = 281^{t}$

架遣支点 $R = 1/2 \cdot 410 = 205^{t}$

断面決定

端支点上横桁（桟質554!）

$M = -2.4 \cdot 41 = -98.4^{t \cdot m}$ $Q = 1.5 \cdot 41 = 61.5^{t}$

	A	y	A·y	A·y²&J
1-u.Flg.Pl. 220.10	22.0	68.0	1.496	101,700
1-Web Pl. 1350·10	135.0			205,000
1-l.Flg Pl. 300-13	39.0	-68.15	-2.658	181,100
	196.0		-1.162	487,800

$e = -5.9^{cm}$ $J = 481,000^{cm^4}$

$y_n = 74.4$ cm

$y_t = 62.9$ "

許容応力は25%割増しとするが

$\sigma_{ca} = 1.25 \cdot \left(1300 - 0.6 \cdot \left(\frac{340}{30}\right)^2\right) = 1.529$ kg/cm²

$\sigma_{ta} = 1.25 \cdot 1400 = 1750$ "

$\tau_a = 1.25 \cdot 800 = 1000$ "

$\sigma_t = \frac{2.840.000}{+81,000} \times 74.4 = 1521$ kg/cm² < 1750 kg/cm²

$\sigma_c =$ " $\times 62.9 = 1287$ " < 1.529 "

$\tau = \frac{61.500}{135.0} = 456$ " < 1000 "

取付点

$M = -0.9 \cdot 41 = -36.9$ t·m　　$Q = 61.5$ t

上下フランジが曲げモーメントを腹板が剪断力を受け持つものとする.

上下フランジ軸力　$S = \frac{36.9}{1.36.15} = 27.1$ t

$A_n = 22.0 - 2 \cdot 2.5 \cdot 1.0 = 17.0$ cm²

$\sigma_t = \frac{27100}{17.0} = 1594$ kg/cm² < 1750 kg/cm²

所要鉄数

上下フランジ　$P = 1.25 \cdot 3763 = 4704$ kg

(φ22 SV34)

$\therefore n = \frac{27.100}{+704} = 5.7$ (本)

腹板　$P = 1.25 \cdot 4.356 = 5.445^{kg}$

$$n = \frac{61\,500}{5\,445} = 11.2\ (本)$$

中間支点上横桁（材質 H.T. 36/50）

$M = -2.4 \cdot 112 = -269^{t\cdot m}$　$Q = 1.5 \cdot 112 = 168^{t}$

	A.	y	A·y	A·y²
1-u.Flg.Pl.	320.18	57.6	68.4	3,940	269,500
1-Web Pl.	1350×10	135.0			205,000
1-l.Flg.Pl.	380.18	68.4	-68.4	-4,679	320,000
	261.0				794,000

$e = -2.8^{cm}$　　$I = 792,500^{cm^4}$

$y_u = 72.1^{cm}$

$y_l = 66.5$ "

$$\sigma_{ca} = 1.25\left\{2000 - 1.4 \cdot \left(\frac{340}{38}\right)^2\right\} = 2.360^{kg/cm^2}$$

$\sigma_{ta} = 1.25 \cdot 1400 = 2625$ "

$\tau_a = 1.25 \cdot 1200 = 1500$ "

$$\sigma_t = \frac{26,900,000}{792,500} \times 72.1 = 2447^{kg/cm^2} < 2625^{kg/cm^2}$$

$$\sigma_c = \text{"} \times 66.5 = 2257\text{ "} < 2360\text{ "}$$

$$\tau = \frac{168,000}{135.0} = 1244\text{ "} < 1500\text{ "}$$

取付桁

$M = -0.9 \cdot 112 = -100.8^{t\cdot m}$　$Q = 168^{t}$

フランジ軸力　$S = \frac{100.8}{1.368} = 73.7^{t}$

$A_n = 57.6 - 4.25 \cdot 1.8 = 39.6\ cm^2$

$\sigma_t = \frac{73\,700}{39.6} = 1861\ kg/cm^2 < 2625\ kg/cm^2$

所要鋲数

上下フランジ $P = 1.25 \cdot 4789 = 5986$ kg (φ22 SV41)

$n = \frac{73\,700}{5986} = 12.3$ (本)

腹板 $P = 1.25 \cdot 5940 = 7425$ kg

$n = \frac{168\,000}{7425} = 22.6$ (本)

堀遣支柱上横桁 (材質 SS41)

$M = -2.4 \cdot 82 = -196.8\ t \cdot m$ $Q = 1.5 \cdot 82 = 123\ t$

	A	y	$A \cdot y$	$A \cdot y^2$
1-U. Flg. Pl. 450-28	126.0	28.9	3.641	105,200
1-Web Pl. 550-16	88.0			22,000
1-L. Flg. Pl. 530-28	145.6	-28.7	-4,208	121,600
	359.6			249,000

$e = -1.6\ cm$ $I = 248,100\ cm^4$

$y_u = 31.9\ cm$

$y_l = 28.7$ "

$\sigma_{ca} = 1.25 \cdot \left\{2000 - 1.4 \cdot \left(\frac{340}{52}\right)^2\right\} = 2.425\ kg/cm^2$

$\sigma_t = \frac{19\,680.000}{248,100} \times 31.9 = 2530\ kg/cm^2 < 2.625\ kg/cm^2$

$\sigma_c = \quad " \quad \times 28.7 = 2.277\ " < 2425\ "$

$$\tau = \frac{123.000}{88.0} = 1398\ kg/cm^2 < 1500\ kg/cm^2$$

取付梁

$M = -0.9 \cdot 82 = -73.8\ t\cdot m$　　$Q = 123\ t$

フランジ軸力　$S = \frac{73.8}{0.578} = 128\ t$

$A_n = 145.6 - 6 \cdot 2.5 \cdot 2.8 = 103.6\ cm^2$

$\sigma_t = \frac{128000}{103.6} = 1236\ kg/cm^2 < 2625\ kg/cm^2$

所要鉄数

上下フランジ　$n = \frac{73800}{5986} = 12.3$ (本)

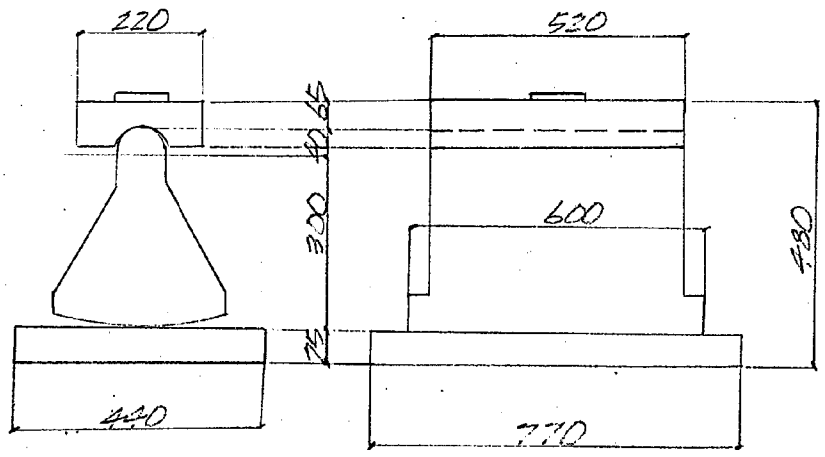
腹板　$n = \frac{123.000}{1.25 \cdot 9504} = 10.3$ (本)

2.6. 支承沓

D荷 $R = 84^t$

土研 標準設計 BRK-85M (材質 SC 55)
を使用する.

可動沓 $R = 198^t$



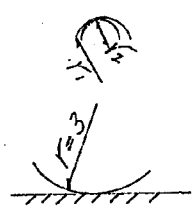
上沓

$$M = \frac{198}{2} \cdot \frac{0.22}{4} = 5.44^{t\cdot m} = 544{,}000^{kg/cm}$$

$$A = \frac{1}{6} \cdot 52 \cdot 6.5^2 = 366^{cm^3}$$

$$\sigma_c = \frac{544{,}000}{366} = 1488^{kg/cm^2} < 1600^{kg/cm^2}$$

ローラー



$$134\left(\frac{r_1 r_2}{r_1 - r_2}\right)\ell = 134 \cdot \left(\frac{4.5 \cdot 4.0}{4.5 - 4.0}\right) \cdot 45$$

$$= 317{,}000^{kg} > 198.000^{kg}$$

$$130 r_3 \ell = 130 \cdot 30.0 \cdot 60 = 234{,}000^{kg}$$

$$> 198{,}000\ ''$$

下沓

$$M = \frac{198}{2} \times \frac{0.44}{4} = 10.87^{t\cdot m} = 1{,}089{,}000^{kg\cdot cm}$$

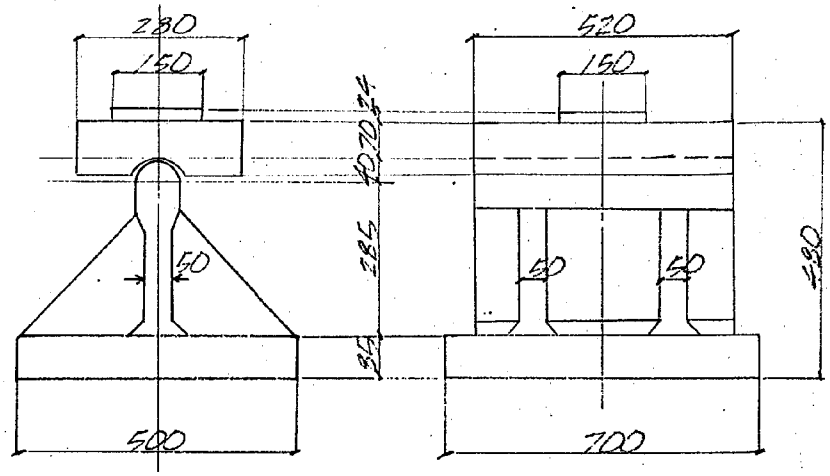
$$W = \frac{1}{6} \cdot 77 \cdot 7.5^2 = 722\ cm^3$$

$$\sigma_c = \frac{1{,}089{,}000}{722} = 1508\ kg/cm^2 < 1600\ kg/cm^2$$

底面　$A = 44 \cdot 77 = 3388\ cm^2$

$$\sigma_{ba} \cdot A = 60 \cdot 3388 = 203{,}280^{kg} > 198{,}000^{kg}$$

固定沓　$R = 198^t$　　$H = 1/5 \cdot 307 = 61.4^t$



ソールプレート(SS41)の支圧強度

$$P = 1.7 \cdot 98 \cdot \frac{7.1.7}{7.1-7} \cdot 2.4 = 198{,}700^{kg} > 61{,}400^{kg}$$

突起の剪断強度

$$P = 1.7 \cdot 1000 \cdot \frac{1}{4} \cdot 3.14 \cdot 15^2 = 300{,}000^{\circ} > 61{,}400^{\circ}$$

ソールプレートの剪断強度

$$P = 1.7 \cdot 800 \cdot 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 28 \cdot 2.5 = 95{,}200 > 61{,}400^{\circ}$$

上省.

$$M = \frac{198}{2} \cdot \frac{0.28}{4} = 6.93 \ t\cdot m = 693{,}000 \ kg\cdot cm$$

$$W = \frac{1}{6} \cdot 52 \cdot 8.0^2 = 555 \ cm^3$$

$$\sigma_c = \frac{693{,}000}{555} = 1{,}249 \ kg/cm^2 < 1600 \ kg/cm^2$$

下省.

$$M = \frac{198}{2} \times \frac{0.5}{4} = 12.4 \ t\cdot m = 1{,}240{,}000 \ kg\cdot cm$$

安全のためリブを無視して

$$W = \frac{1}{6} \cdot 70 \cdot 8.5^2 = 843 \ cm^3$$

$$\sigma_c = \frac{1{,}240{,}000}{843} = 1{,}471 \ kg/cm^2 < 1600 \ kg/cm^2$$

底面支圧強度

$$P = 60 \cdot 50 \cdot 70 = 210{,}000 \ kg > 198{,}000 \ kg$$

地震時

$$M = 6.14 \cdot (0.285 + 0.04) = 20.0 \ t\cdot m$$

$$= 2{,}000{,}000 \ kg\cdot cm$$

$$W = 2 \cdot \frac{1}{6} \cdot 5 \cdot 50^2 + \frac{1}{6}(52 - 2.5) \times 5^2$$

$$= 4167 + 175 = 4342 \ cm^3$$

$$\sigma_c = \frac{2{,}000{,}000}{4342} = 461 \ kg/cm^2 < 1.7 \cdot 1600 \ kg/cm^2$$

底面 $A = 50 \cdot 70 = 3500 \ cm^2$

支圧強 $P = 60 \cdot 3500 = 210{,}000 \ kg > 198{,}000 \ kg$

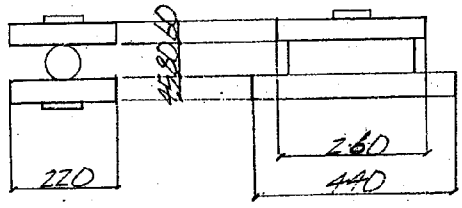
アンカーボルト

φ45 材質SS50のものを6本用いると.

$A = 6 \cdot \frac{1}{2} \cdot 3.14 \cdot 4.2^2 = 83.1\ cm^2$

剪断力 $P = 1.7 \cdot 700 \cdot 83.1 = 98,900\ kg > 61,400\ kg$

桁遊部 $R = 84^t$



上沓(材質SC55)

$M = \frac{84}{2} \cdot \frac{0.22}{4} = 2.31^{t \cdot m} = 231,000\ kg \cdot cm$

$W = \frac{1}{6} \cdot 26 \cdot 6.0^2 = 156\ cm^3$

$\sigma_c = \frac{231,000}{156} = 1,481\ kg/cm^2 < 1600\ kg/cm^2$

下沓(材質SC55)

$W = \frac{1}{6} \cdot 44 \cdot 4.5^2 = 148\ cm^3$

$\sigma_c = \frac{231,000}{148} = 1561\ kg/cm^2 < 1600\ kg/cm^2$

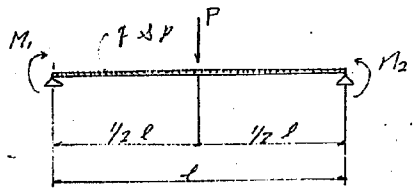
ローラー(熱処理強化材)

半径 $r = 4$cm ローラーの有効長 $l = 20$cm とすれば

許容支持力はNKアドローラーのカタログを参照して

$R = 1.25rl = 1.25 \cdot 4 \cdot 20 = 100^t > 84^t$

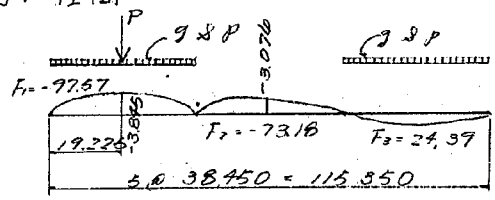
2.7. 活荷重によるたわみ



$$\eta_1 = \frac{P\ell^3}{48EI} + \frac{5(g+p)\ell^4}{384EI} + \frac{(M_1+M_2)\ell^2}{16EI}$$

$$= \frac{\ell^2}{384EI}\left\{8P\ell + 5(g+p)\ell^2 + 24(M_1+M_2)\right\}$$

第1径間



外析

$$P = 12.01^{t} = 12.01\times10^{3}\ kg$$

$$g+p = 0.384 + 0.841 = 1.225\ t/m = 12.25\ kg/cm$$

$$M_1 = 0$$

$$M_2 = 12.01\times(-3.845) + 1.225\times(-97.57 + 24.39)$$

$$= -46.2 - 89.6 = -135.8\ t\cdot m$$

$$= -13.58\times10^{6}\ kg\cdot cm$$

$$\therefore\ 8P\ell = 8\times12.01\times10^{3}\times384.5 = 369.4\times10^{6}$$

$$5(g+p)\ell^2 = 5\times12.25\times384.5^2 = 905.5\times\ "$$

$$24(M_1+M_2) = 24\times(-13.58)\times10^{6} = -325.7\times\ "$$

$$\Sigma = 947\times10^{6}$$

$$\therefore \eta_1 = \frac{384.5^2}{384\times2.1\times10^{6}\times2,630,700}\times947\times10^{6} = 6.61\ cm$$

$$\therefore \frac{\eta_1}{\ell} = \frac{1}{581} < \frac{1}{500}$$

中桁

$$P = 11.38\ ^{t} = 11.38 \times 10^{3}\ kg$$

$$g+p = 0.186 + 0.796 = 0.982\ ^{t}/m = 9.84\ kg/cm$$

$$M_1 = 0$$

$$M_2 = 11.38 \times (-3.845) + 0.785 \times (-77.57 + 24.37)$$
$$= -43.8 - 71.7 = -115.7$$
$$= -11.57 \times 10^{6}\ kg.cm$$

$$\therefore BPl = 8 \times 11.38 \times 10^{3} \times 3845 = 350.0 \times 10^{6}$$
$$5(g+p)l^2 = 5 \times 9.84 \times 3845^2 = 727.4 \times 10^{6}$$
$$24(M_1+M_2) = 24 \times (-11.57) \times 10^{6} = -277.7 \times 10^{6}$$
$$\Sigma = 799.7 \times 10^{6}$$

$$\therefore \eta_1 = \frac{3845^2}{384 \times 2.1 \times 10^{6} \times 2,487,300} \times 799.7 \times 10^{6}$$
$$= 5.893\ (cm)$$

$$\frac{l}{\eta_l} = \frac{5.893}{3845} = \frac{1}{652} < \frac{1}{500}$$

第2径間

外桁

$$P = 12.01 \times 10^{3}\ kg$$

$$g+p = 12.25\ kg/cm$$

$$M_1 = M_2 = 12.01 \times (-3.076) + 1.225 \times (-73.18)$$
$$= -36.9 - 89.6 = -126.5\ ^{t}.m$$
$$= -12.65 \times 10^{6}\ kg.cm$$

$$\therefore BPl = 367.4 \times 10^{6}$$
$$5(g+p)l^2 = 705.5 \times 10^{6}$$
$$24(M_1+M_2) = 24 \times 2 \times (-12.65) \times 10^{6} = -607.2 \times 10^{6}$$
$$\Sigma = 667.7 \times 10^{6}$$

$$\therefore \eta_l = \frac{3845^2}{384 \times 2.1 \times 10^{6} \times 2,278,700} \times 667.7 \times 10^{6} = 5.48\ (cm)$$

$$\therefore \frac{\gamma_1}{l} = \frac{548}{3845} = \frac{1}{702} < \frac{1}{500}$$

中 桁

$$P = 11.38 \times 10^3 \ kg$$
$$g+p = 9.82 \ kg/cm$$
$$M_1 = M_2 = 11.38 \times (-3.076) + 0.782 \times (-73.18)$$
$$= -35.0 - 71.9 = -106.9 \ t\cdot m$$
$$= -10.69 \times 10^6 \ kg\cdot cm$$

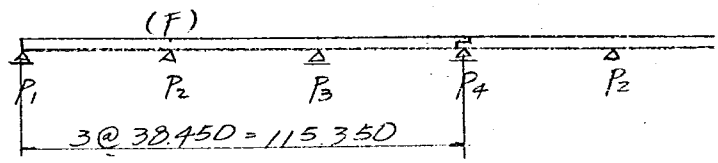
$$\therefore$$

$$8Pl = 350.0 \times 10^6$$
$$5(g+p)l^2 = 727.4 \times 10^6$$
$$24(M_1+M_2) = 24 \times 2 \times (-10.69) \times 10^6 = -513.1 \times 10^6$$
$$\Sigma = 564.4 \times 10^6$$

$$\therefore \gamma_0 = \frac{3845^3}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 2278.700} \times 564.4 \times 10^6$$
$$= 4.54 \ cm$$

$$\therefore \frac{\gamma_1}{l} = \frac{4.54}{3845} = \frac{1}{846} < \frac{1}{500}$$

2.8. 下部工に作用する上部工反力



2.1. 下部工張出部に作用する外桁反力

本書 頁より

橋台 P_1 $\Sigma R = 79$ t

橋脚 P_2, P_3 $\Sigma R = 198$ 〃

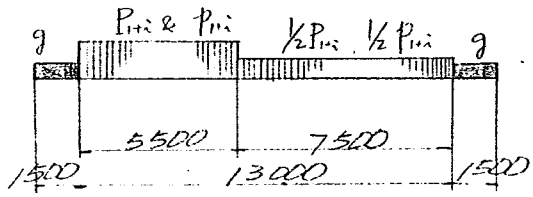
〃 P_4 $\Sigma R = 2 \times 79 - 9 = 149$ 〃

2.2 橋台又は橋脚1基当りに作用する上部工全反力

死荷重

歩道部舗装	$2 \times 2.3 \times 0.03 \times 1.5$	=	0.207 t/m
車道部 〃	$2.3 \times 0.05 \times 13.0$	=	1.495 〃
高欄 地覆	2×0.233	=	0.466 〃
歩道部床版	$2 \times 2.5 \times 0.14 \times 1.5$	=	1.050 〃
車道部 〃	$2.5 \times 0.17 \times 13.0$	=	5.525 〃
外桁ハンチ	2×0.650	=	1.300 〃
中桁ハンチ	3×0.080	=	0.240 〃
水道管		=	0.190 〃
電信ケーブル		=	0.090 〃
金網重	0.170×16.0	=	2.720 〃
その他		=	0.017 〃
		w_d =	13.300 t/m

活荷重



$F = 5.5 \times 1 + 7.5 \times \frac{1}{2} = 9.250$

$i = 0.226$

$\therefore P_{1+i} = 1.226 \times 5.0 \times 9.250 = 56.7\ t$

$p_{1+i} = 1.226 \times 0.35 \times 9.250 = 3.97\ t/m$

$g = 0.35 \times 3.0 = 1.05$ 〃

橋台 P_1

$R_d = 13.3 \times 15.42 = 205\ t$

$R_{l+i} = 56.7 \times 1.000 + (3.97 + 1.05) \times 17.32 = 144$ 〃

$\Sigma R = 349\ t$

地震時の死荷重による水平力は支承沓の静摩擦係数を

$f_s = 0.05$ として

$P_H = f_s \cdot R_d = 0.05 \times 205 = 10.3\ t$

橋脚 P_2、P_3

$R_d = 13.3 \times 42.46 = 562\ t$

$R_{l+i} = 56.7 \times 1.0026 + (3.97 + 1.05) \times 46.06 = 288$ 〃

$\Sigma R = 850\ t$

地震時水平力

P_2 : $P_H = 13.3 \times 115.35 \times 0.2 = 307\ t$

P_3 : $P_H = 0.05 \times 562 = 28.1\ t$

橋脚 P_4

$R_d = 2 \times 205 = 410^t$

$R_{Pi} = 56.7 \times 1.000 + 2 \times (3.97 + 1.05) \times 17.32 = 231''$

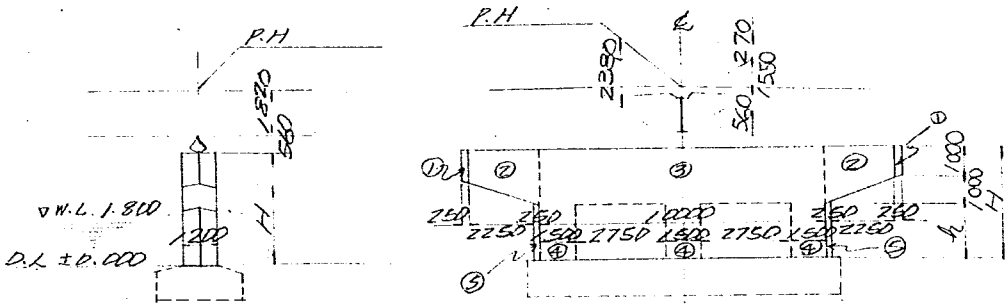
$\Sigma R = 641^t$

地震時水平力

$P_4 = 2 \times 10.3 = 20.6^t$

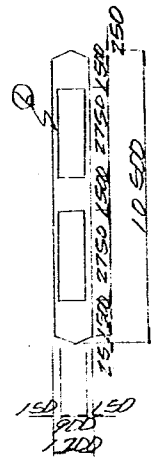
3. 下部構造－1 （可動橋脚）

3.1. 諸元. (P_1, P_3, P_4, P_L, P_B)



Dimension Table

事項			P_1	P_3	P_4
P.H			6.345 m	6.712 m	6.857 m
H			3.965 m	4.392 m	4.477 m
ℓ			1.965 m	2.392 m	2.477 m
上部工反力	外桁反力		193 t	149 t	193 t
	全反力	活荷重	288 t	231 t	288 t
		死荷重	562 t	410 t	562 t
		計	850 t	641 t	850 t
	地震時	+Kv t	618.2 t	451.0 t	618.2 t
		−Kv t	505.8 t	369.0 t	505.8 t
	水平力	軸方向	28.1 t	20.5 t	28.1 t
		直角方向	112.4 t	82.0 t	112.4 t



上の表より、各尺が片橋脚について計算を行うものとする。

3.2. 鉛直力、水平力に対する安定

躯体自重の算定

P_3

記号	区分	体積 V(m³)	Y(m)	MY (m³)
①	1.2×0.25×1.05	0.32	3.842	1.23
②	2.25×(1.1+2.0)×1.2	8.37	3.614	30.25
③	1.2×10.0×2.0	24.00	3.392	81.41
④	1.2×1.5×2.342×3	12.92	1.196	15.45
⑤	1.2×0.25×2.442	0.73	1.221	0.89
⑥	0.15×2.75×2.342×4	3.95	1.196	4.72
	計	50.29		133.95

$Y = 133.95 / 50.29 = 2.664^{m}$

P_4

記号	区分	体積 (m³)	Y(m)	MY (m³)
①	1.2×0.25×1.05	0.32	3.927	1.26
②	2.25×(1.1+2.0)×1.2	8.37	3.699	30.96
③	1.2×10.0×2.0	24.00	3.477	83.45
④	1.2×1.5×2.477×3	13.38	1.239	16.57
⑤	1.2×0.25×2.527	0.76	1.269	0.96
⑥	0.15×2.75×2.477×4	4.09	1.239	5.07
	計	50.92		138.27

$Y = 138.27 / 50.92 = 2.715^{m}$

		P_3	P_4
常時	W	125.73 t	127.30 t
地震時	W_{+Kv}	138.30	140.03
	W_{-Kv}	113.15	114.57
	W_{Kh}	25.15	25.46

浮力

海水の単位重量を 1.03 t/m³ とするとき浮力 B は

$B = 10.25 \times 1.2 \times 1.8 \times 1.03 = 22.80$ t

3.3. 躯体

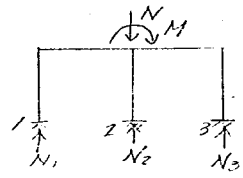
壁下端断面力 (一次)

P3

	N (t)	H (t)	Y (m)	M (tm)
上部工	369.00	20.50 (82.00)	4.952 (6.502)	101.52 (533.16)
橋脚躯体	113.15	25.15	2.664	67.00
浮力	-22.80			
計	459.35	45.65 (107.15)		168.52 (600.16)

註 ( )内は橋軸直角方向

断面力の各柱に対する分担



橋軸直角方向

モーメントは各柱等分担とする

$M = 600.16/3 = 200.05$ tm/本

軸力は次の様にする

$N_1 = \frac{459.35}{3} - \frac{600.16}{4.25 \times 2} = 82.51$ t/本

$N_2 = \frac{459.35}{3} = 153.12$ "

$N_3 = \frac{459.35}{3} + \frac{600.16}{4.25 \times 2} = 223.73$ "

橋軸方向

断面力はすべて同一分担とする。

$N = 459.35/3 = 153.12$ t/本

$M = 168.52/3 = 56.17$ tm/本

P4.

	N (t)	H (t)	Y (m)	M (t·m)
上部工	505.80	28.10 (112.40)	5.037 (6.587)	141.54 (740.38)
橋脚躯体	114.57	25.46	2.715	69.12
浮力	-22.80	—	—	—
計	597.57	53.56 (137.86)		210.66 (809.50)

断面力の分担

橋軸直角方向

$M = 809.50/3 = 269.83$ t·m/本

$N_1 = \frac{597.57}{3} - \frac{809.50}{4.25\times2} = 103.95$ t/本

$N_2 =$ 〃 $= 199.19$ 〃

$N_3 =$ 〃 $+ \frac{809.50}{4.25\times2} = 294.43$ 〃

橋軸方向

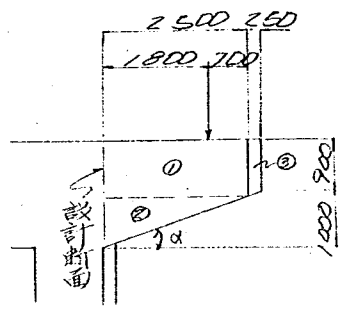
$M = 210.66/3 = 70.22$ t·m/本

$N = 597.57/3 = 199.19$ t/本

断面決定

橋軸直角方向	P3		P4	
	端柱	中間柱	端柱	中間柱
M	200.05	200.05	269.83	269.83
N	82.51	153.12	103.95	199.19
$\frac{e}{h} = \frac{M}{Nh}$	1.616	0.873	1.731	0.903
d'/h	0.067	0.067	0.100	0.067
As	9-D29 = 52.82	9-D25 = 45.60	12-D29 = 77.09	9-D29 = 52.82
$p = As/bd$	0.00273	0.00253	0.00428	0.00293
K	0.275	0.327	0.305	0.335
C	0.065	0.120	0.070	0.122
$\Omega = N/bhC$	70.5	70.9	82.5	90.7
$\Omega_2 = n\Omega_2 \frac{1-K-nK}{K}$	2310	1971	2.414	2.429

梁 ｎ 計算



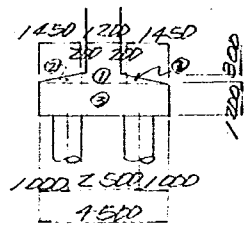
		W	X	Mx = W·X
①	2.5×1.0×1.2×2.5	= 7.50	1.250	9.38
②	½×2.5×0.9×1.2×2.5	= 3.38	0.833	2.82
③	½×0.25×1.2×0.95×2.5	= 0.36	2.625	0.95
		11.24 t		13.15 t/m

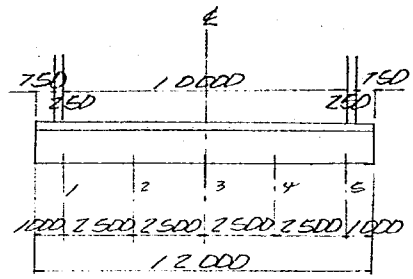
	P3	P4
上部工反力 P	149 t	198 t
張出部自重 W	11.24	11.24
計 S	160.24 t	209.24
P×1.8	268.20	356.40
Mx	13.15	13.15
計 M	281.35	369.55
有効高さ d	175 cm	175 cm
巾 b	120	120
As (cm²)	22-D25 = 111.47	22-D29 = 141.33
p	0.00531	0.00673
j	0.891	0.880
n	30.9	26.7
σc = M/Asjd	1619 kg/cm²	1698 kg/cm²
σc - σs/n	52.4	63.6
$\tau = \frac{1}{bjd}\left(S - \frac{M}{d}\times\tan\alpha\right)$	5.44	7.01

$\tan\alpha = \frac{1.000}{2.750} = 0.364$

3.4. 基礎構造

1) P.4 橋脚P.





フーチング重量

① 1.6×0.3×12.0×2.5= 14.40
② 1.45×0.3×12.0×2.5= 13.05
③ 4.5×1.2×12.0×2.5=162.00

189.45 t

浮力

$B = 189.45 \times \frac{1.03}{2.5} = 78.05\ t$

フーチング下端に於ける回転モーメントM.

橋軸方向

	H (t)	y (m)	M (t·m)
① 14.40×0.2 =	2.88	1.350	3.89
② 13.05×0.2 =	2.61	1.300	3.39
③ 162.00×0.2 =	32.40	0.600	19.44
フーチング上の部分	53.56	210.66/53.56+1.5	291.00
	(137.86)	(809.50/137.86+1.5)	(1016.29)
	91.45		317.72
	(175.75)		(1043.01)

註：( )内は橋軸直角方向

軸力 常時 N= 850.00+127.30−22.80+189.45−78.05=1065.90

−Kv時 N_{-Kv} = 505.80+114.57−22.80+170.51−78.05 = 690.03

常時

$$N = \frac{1065.90}{10} = 106.6 \text{ t/本}$$

地震時 - Kv

橋軸方向

$$I = 10 \times 1.25^2 = 15.625 \text{ m}^2$$

$$N = \frac{690.03}{10} \pm \frac{317.72}{15.625} = 69.0 \pm 20.3 = \begin{cases} 89.3 \text{ t/本} \\ 48.7 \text{ t/本} \end{cases}$$

水平力 $H = 91.45/10 = 9.15$ t/本

橋軸直角方向

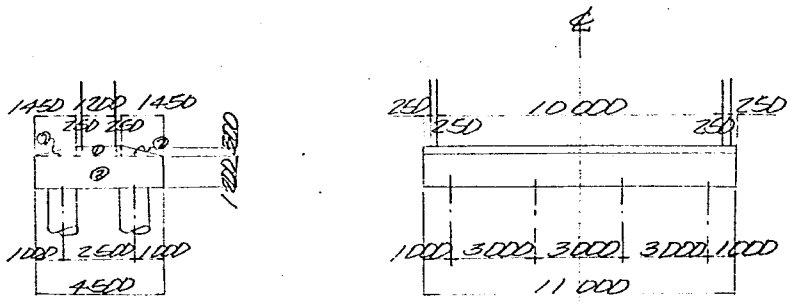
$$I = 4 \times \{2.5^2 + 5.0^2\} = 125.0 \text{ m}^2$$

$$N = \frac{690.03}{10} \pm \frac{1043.01}{125.0} \times 5.0$$

$$= 69.0 \pm 41.7 = \begin{cases} 110.7 \text{ t/本} & (\text{最大}) \\ 28.3 \text{ 〃} & (\text{最小}) \end{cases}$$

$$H = \frac{175.75}{10} = 17.6 \text{ t/本}$$

2) P3 橋脚.



フーチング重量

① 1.6×0.3×11.0×2.5 = 13.20 t
② 1.45×0.3×11.0×2.5 = 11.96
③ 4.5×1.7×11.0×2.5 = 148.50
173.66 t

浮力

$$B = 173.66 \times \frac{1.03}{2.5} = 71.55^{t}$$

フーチング下端に於ける回転モーメントM.

橋軸方向

	H (t)	y (m)	M (tM)
①	13.20×0.2 = 2.64	1.350	3.56
②	11.96×0.2 = 2.39	1.300	3.11
③	148.50×0.2 = 29.70	0.600	17.82
フーチング上の節方	45.65 (107.15)	168.52/45.65 +1.5 (600.16/107.15 +1.5)	237.00 (740.89)
	80.38 (141.88)		261.49 (795.38)

註: ( )内は橋軸直角方向

軸力 $N = 641.00 + 125.73 - 22.80 + 173.66 - 71.55 = 846.04^{t}$

$N_{KI} = 369.00 + 113.15 - 22.80 + 156.29 - 71.55 = 544.09^{t}$

常時

$$N = \frac{846.04}{8} = 108.0\ t/本$$

地震時 −Kv

橋軸方向

$$I = 8 \times 1.25^2 = 12.5\ m^2$$

$$N = \frac{544.09}{8} \pm \frac{261.49}{12.5} \times 1.25$$

$$= 68.0 \pm 26.1 = \begin{cases} 94.1\ t/本 \\ 41.9\ 〃 \end{cases}$$

$$H = 80.38/8 = 10.1\ t/本$$

橋軸直角方向

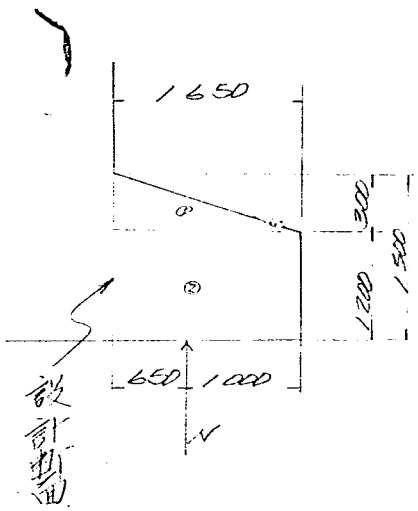
$$I = 4 \times (4.5^2 - 4.5^2) = 70.0\ m^4$$

$$N = \frac{544.09}{8} \pm \frac{785.31}{70} \times 4.5$$

$$= 68.0 \pm 39.3 = \begin{cases} 107.3\ t/本 & (最大) \\ 28.7\ 〃 & (最小) \end{cases}$$

$$H = 141.88/8 = 17.7\ t/本$$

ケーソン断面の設計



設計断面における最高底面モーメント

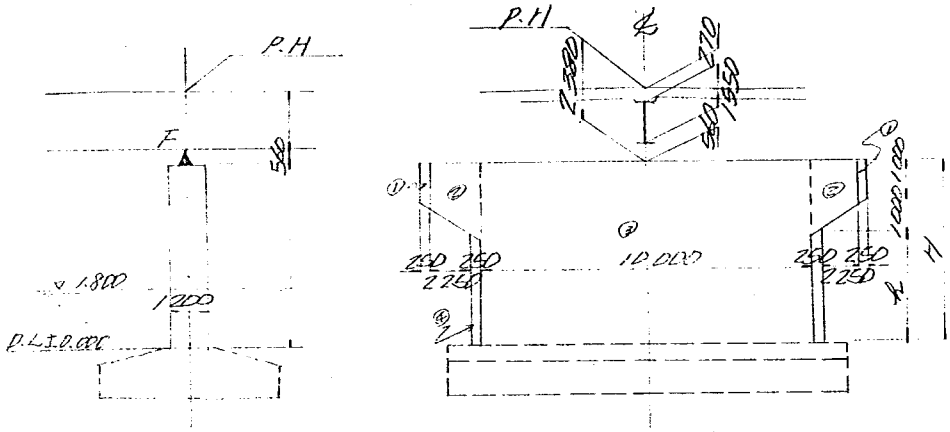
	W	X	M = W·X
①	$\frac{1}{2}\times 0.3\times 1.65\times 2.5 = 0.62$	0.550	0.34 t·m/m
②	$1.2\times 1.65\times 2.5 = 4.95$	0.825	4.08
	5.57 t/m		4.42 t·m/m

地震時 k=0.1 時

	P_3	P_4	
自重 0.9 W (t/m)	-5.01	-5.01	
抵抗力 N/A (t/m)	31.37	35.72	A =
計 S (t/m)	26.36	30.71	3.0 m² (P3)
0.1 M/z (t/m)	-3.98	-3.98	2.5 m² (P4)
0.65 N/A (〃)	20.39	23.22	
計 M (〃)	16.41	19.24	
d (cm)	140	140	
As (cm²)	D16~20cm 4本 = 9.93	D16~20cm 4本 = 9.93	
p	0.00071	0.00071	
j	0.955	0.955	
jd	97.0	97.0	
σs = M/Asjd (kg/cm²)	1236	1449	
σc = σs/m (〃)	12.7	14.9	
τ = S/bjd	1.97	2.30	

4. 下部構造 -2

固定橋脚 (P_2, P_5, P_7)



事項			P_2	P_5
P.H			6.601	6.857
H			4.221	4.477
九			2.221	2.477
上部工反力	常時	耳桁反力 P	198t	198t
		全反力 活荷重	288t	288t
		全反力 死荷重	562 "	562 "
		全反力 計	850 "	850 "
	地震時	鉛直反力 +kv	618.2 "	618.2 "
		鉛直反力 -kv	505.8 "	505.8 "
		水平力 橋軸方向	307.0 "	307.0 "
		水平力 直角方向	112.4 "	112.4 "

(P_5 について計算することとする)

4.1. 鉛直力、水平力に対する安定

躯体自重の算定

番号	三 令	体積	γ	P=γ
①	1.2×0.25×1.05	0.32	3.942	1.26
②	2.26×(1/2×2.0)×1.2	8.31	3.699	30.96
③	1.2×10.0×4.477	53.72	2.239	120.28
④	1.2×0.26×2.527	0.76	1.264	0.96
	計	63.17		153.46

$Y = 153.46/63.17 = 2.429\,m$

自重

常時

$W = 63.17 \times 2.5 = 157.93\,t$

地震時

$W+Kv = 173.72\,t$

$W-Kv = 142.13$

$W'Kh = 31.69$

浮力

海水の単位重量 $\gamma = 1.03\,t/m^3$ とする.

$B = 10.25 \times 1.2 \times 1.8 \times 1.03 = 22.80\,t$

壁下端に於ける断面力の算定

	N	H	Y	M
上部工	505.80	307.00 (112.40)	6.587	2.022.21 (740.38)
橋脚自重	142.13	31.69	2.429	76.98
浮力	- 22.80			
	625.13	338.69 (144.09)		2,099.19 (817.36)

( ) 内数字は橋軸直角方向.

4.2. 躯体

設計断面力

$N = 625.13/10.0 = 62.51\,t/m$

$M = 2099.19/10.0 = 209.92\,tm/m$.

$e = M/N = 209.92/62.51 = 3.358\,m$

$\frac{e}{B} = 3.358/1.2 = 2.798$.

$b = 100\ cm$

$h = 120\ cm$

$A_s = D25 \sim 12.5^{cm}\ dc \sim 2段 = 5.067 \times 16 = 81.07\ cm^2/m$

$p = \frac{A_s}{bh} = 0.00676$

$\frac{d'}{h} = \frac{15}{120} = 0.125$

$K = 0.326 \qquad C = 0.052$

$\sigma_c = \frac{62.510}{120 \times 100 \times 0.052} = 100.2\ kg/cm^2$

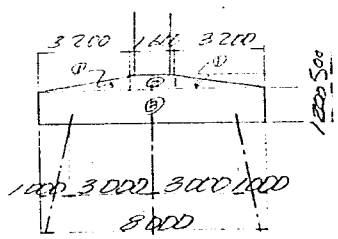
$\sigma_s = 15 \times 100.2 \times \frac{1 - 0.326 - 0.125}{0.326} = 2.531\ kg/cm^2$

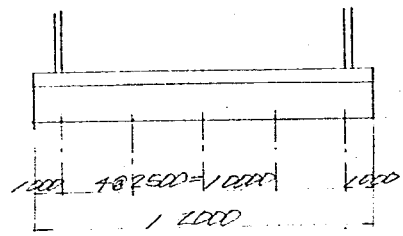
竪柱部の設計

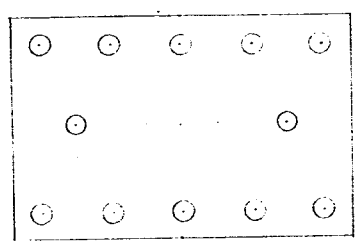
P4 橋脚に同じ

7

4.3. 基礎構造







W

① 3.2×0.5×12×2.5 = 48.0 t
② 1.6×0.5×12×2.5 = 24.0 "
③ 1.2×12.6×8.0×2.5 = 288.0 "
360.0 t

浮力 = 360×1.03/2.5 = 148.32 t

	H=0.2W	y	M
①	9.60	1.367	13.12 tm
②	4.80	1.450	6.96 "
③	57.60	0.600	34.56 "
	338.69	2,099.19/338.69 +1.7	2607.23 "
	(144.09)	(817.36/144.09 +1.7)	(1033.50) "
	410.69 t		2,661.87 "
	(216.09)		(1,088.14)

( )内は橋軸直角方向.

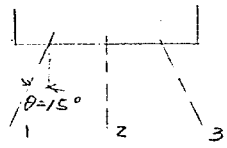
鉛直力

常時 $N = 850.00 + 157.93 - 22.80 + 360.00 - 148.32$

$= 1,196.81$ t

地震時 $N_{-KV} = 505.8 + 142.13 - 22.80 + 324.00 - 148.32$

$= 800.81$ t



バネ定数 $K_V = 100$ t/m

$K_{HH} = 10$ t/m

$$\Sigma (A_i x_i \alpha + A_i \delta_y + B_i \delta_x) = H \quad (1)$$

$$\Sigma (C_i x_i \alpha + C_i \delta_y + A_i \delta_x) = V \quad (2)$$

$$\Sigma (C_i x_i^2 \alpha + C_i x_i \delta_y + A_i x_i \delta_x) = M \quad (3)$$

$A_i = (-K_{HH} + K_V) \cos\theta_i \sin\theta_i$

$A_1 = (-10 + 100) \times \cos 15° \sin 15° = 22.50$

$A_2 = 0$

$A_3 = (-10 + 100) \times \cos(-15°) \sin(-15°) = -22.50$

$B_i = K_{HH} \cos^2\theta_i + K_V \sin^2\theta_i$

$B_1 = 10 \cos^2 15° + 100 \sin^2 15° = 16.03$

$B_2 = 10 \cos^2 0° + 100 \sin^2 0° = 10.00$

$B_3 = 10 \cos^2(15°) + 100 \sin^2(-15°) = 16.03$

$C_i = K_{HH} \sin^2\theta_i + K_V \cos^2\theta_i$

$C_1 = 10 \sin^2 15° + 100 \cos^2 15° = 93.97$

$C_2 = 10 \sin^2 0° + 100 \cos^2 0° = 100.00$

$C_3 = 10 \sin^2(-15°) + 100 \cos^2(-15°) = 93.97$

$\Sigma A_i X_i = 2 \times 5 \times 22.5 \times 300 = 6.75 \times 10^4$

$\Sigma C_i X_i = 0$

$\Sigma C_i X_i^2 = 2 \times 5 \times 93.97 \times 300^2 = 8,457.3 \times 10^4$

$\Sigma A_i = 0$

$\Sigma B_i = 10 \times 1603 + 2 \times 10.00 = 180.3$

$\Sigma C_i = 10 \times 93.97 + 2 \times 100.00 = 1139.7$

(地震時 $-K_V$)

$67500\alpha + 180.3\delta_x = 410.69$

$1139.7\delta_y = 800.81$

$8457.3\alpha + 6.75\delta_x = 26.6187$

$\delta_y = 800.81 / 1139.7 = 0.703$ cm

$\Delta = \begin{vmatrix} 67.500 & 180.3 \\ 8,457.3 & 6.75 \end{vmatrix} = -1.069 \times 10^6$

$\Delta_\alpha = \begin{vmatrix} 410.69 & 180.3 \\ 26.6187 & 6.75 \end{vmatrix} = -2.027 \times 10^3$

$\Delta_{\delta_x} = \begin{vmatrix} 67500 & 410.69 \\ 8457.3 & 26.6187 \end{vmatrix} = -1.677 \times 10^6$

$\alpha = \Delta\alpha/\Delta = 2.027\times10^{3}/1.069\times10^{6}$
$= 1.896\times10^{-3}$ rad

$\delta x = \Delta\delta x/\Delta = 1.677/1.069 = 1.569$ cm

杭反力

$P_{V1} = 100\{(300\times1.896\times10^{-3}+0.703)\times\cos15°$
$+1.569\times\sin15°\} = 163.5$ t/本

$P_{V2} = 100\{0.703\} = 70.3$ t/本

$P_{V3} = 100\{(-300\times1.896\times10^{-3}+0.703)\times\cos(-15°)$
$+1.569\times\sin(-15°)\} = -27.6$ t/本

$P_{H1} = 10\{-(300\times1.896\times10^{-3}+0.703)\sin15°$
$+1.569\times\cos15°\} = 11.9$

$P_{H2} = 10\{1.569\cos0°\} = 15.7$ t/本

$P_{H3} = 10\{+(-300\times1.896\times10^{-3}+0.703)\sin15°$
$+1.569\times\cos15°\} = 15.5$ t/本

常時

$675000\alpha + 180.3\delta x = 0$
$1139.7\delta y = 1196.81$
$8457.3\alpha + 6.75\delta x = 0$

$\alpha = \delta x = 0$
$\delta y = 1.050$ cm

杭反力

$P_{V1} = 100 \times 1.050 \times \cos 15° = 101.4$ t/本

$P_{V2} = 100 \times 1.050 = 106.0$ "

$P_{V3} = 100 \times 1.050 \times \cos(-15°) = 101.4$ "

$P_{H1} = 10 \times (-1.050) \times \sin 15° = -2.7$ t/本

$P_{H2} = 0$

$P_{H3} = 10 \times 1.050 \times \sin 15° = 2.7$ t/本

橋軸直角方向

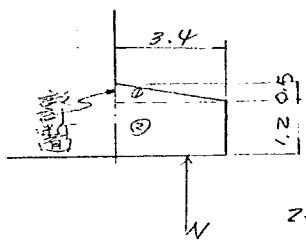
$I = 4 \times (2.5^2 + 5.0^2) + 2 \times 3.75^2 = 153.125$ m²

地震時 -ICV

$$P_V = \frac{800.81}{12} \pm \frac{1088.14}{153.125} \times 5.0 = 66.7 \pm 35.5$$

$= \begin{cases} 102.2 \text{ t/本} & (\text{最大}) \\ 31.2 \text{ "} & (\text{最小}) \end{cases}$

フーチング断面の設計



	W	X	Mx
① $\frac{1}{2}\times 3.4\times 0.5\times 2.5$ =	2.13	1.133	2.41
② $3.4\times 1.2\times 2.5$ =	10.18	1.700	17.31
	12.31		19.42

$2.5\times W-kv = 11.08\ t\times 2.5 = 27.70\ t/2.5m$

$2.5\times M-kv = 17.48\times 2.5 = 43.70\ tm/2.5m$

$$N=\begin{Bmatrix}163.5\\-27.6\end{Bmatrix}\times\cos 15^\circ=\begin{Bmatrix}157.93\ t\\-26.66\end{Bmatrix}$$

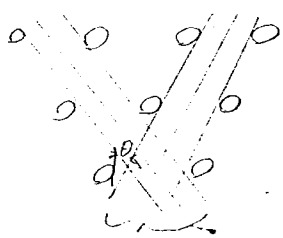
下側引張鉄筋

$M = 157.93\times 2.4 - 43.70 = 335.33\ tm$

$S = 157.93 - 43.70 = 114.23\ t$

$$A_s=\{22-D25\}\times\cos\theta$$

$= 102.89\ cm^2$



$\cos\theta = 0.923$

$$p=\frac{102.89}{160\times 250}=0.00257$$

$j = 0.919 \qquad M = 47.0$

$$\sigma_s=\frac{M}{A_s j d}=\frac{335330}{102.89\times 0.919\times 160}$$

$= 2216\ kg/cm^2$

$\sigma_c = 2216/47.0 = 47.2\ kg/cm^2$

$$\tau=\frac{114,230}{260\times 0.919\times 160}=3.11\ kg/cm^2$$

上側引張鉄筋

$M = 26.66 \times 2.4/2.5 + 19.42 = 45.01$ t·m/m

$S = 26.66/2.5 + 12.32 = 22.98$ t/m

$As = D16@15.0\,cm\,c/c = 13.24$ cm²/m

$p = \frac{13.24}{100 \times 160} = 0.00083$

$j = 0.952$ $\quad m = 90.0$

$\sigma_s = \frac{45,010}{13.24 \times 0.952 \times 1.60} = 2232$ kg/cm²

$\sigma_c = 2232/90.0 = 24.8$ kg/cm²

$\tau = \frac{22.98}{100 \times 0.952 \times 160} = 1.51$ kg/cm²

4.4. 基礎杭の応力度検算

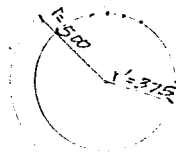
4.4.1 現場打コンクリート杭

$A_s = 20 - D32 = 158.8\ cm^2$

$p = 0.0202$

$l/r = 0.75$

$\beta = 2.10 \times 10^{-3}/cm$



杭頭固定モーメント

$M_0 = H \dfrac{1/\beta \cdot \beta l}{\sinh \beta l} = 3.63 H\ (tm)$

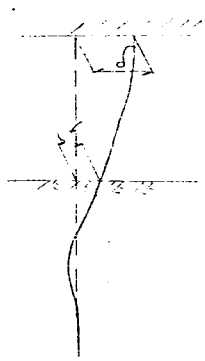
杭頭変位

$\delta = 0.0494 H\ (cm)$

地表変位

$f = 0.0394 H\ (cm)$

	H_1	H_3
N 杭軸方向力	28.3 t	28.7 t
H 杭軸直角方向力	17.6 t	17.7 t
$M_0 = 3.63H$	65.91 tm	67.27 tm
$e/l = M_0/Nr$	7.52	7.48
K	0.755	0.758
C	0.120	0.130
$\sigma_c = N/Ar^2$	94.5	88.3
$\sigma_s = \frac{N\sigma_c}{p}(1-K+\frac{r'}{r})$	1865	1734
$\delta = 1.0494H$	0.85 cm	0.86
$f = 0.0394H$	0.70	0.71



4.4.2. 側管桁

$\phi = 812.8$　　$t = 12.7$

$N = 163.5\ t$
$H = 11.9$
$M_0 = 3.3991H = 40.45\ t\cdot m$

$N = -27.6\ t$
$H = 15.5$
$M_0 = 3.3991H = 52.68\ t\cdot m$

$\sigma_s = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$　　$A = 319.2\ cm^2$, $W = 6290\ cm^3$

$\sigma_s = \frac{163.500}{319.2} \pm \frac{4045000}{6290}$

$= 512.2 \pm 643.1$

$= \begin{cases} 1155.3 \\ -130.9 \end{cases} kg/cm^2$

$\sigma_s = -\frac{27600}{319.2} \pm \frac{5268000}{6290}$

$= -86.5 \pm 837.5$

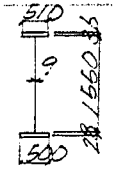
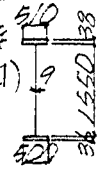
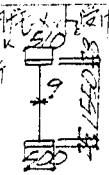
$= \begin{cases} 751.0 \\ -924.0 \end{cases} kg/cm^2$

$\delta = 0.0716H = 0.0716 \times 15.5 = 1.11\ cm$

$f = 0.0568H = 0.0568 \times 15.5 = 0.88$

5.1. 上部構造 主桁計算断面応力表

外桁

着目点	支点からの距離(m)	M (t·m) M.d	M.ℓ	M.i	計	断面構成	I (cm⁴)	σ (kg/mm²)	σa (kg/mm²)
1.3	支点Oから 5.1				-350		2.278,700	上フランジ 1161 下フランジ 1387	1300 1400
4.0	支点Oから 15.38				-664		2.630,700	上フランジ 2000 下フランジ 2100	2000 2100
8.0	支点Oから 30.76				-182 -156		1.938.500	上フランジ 781 下フランジ 671	2100 1484
9.5	支点Oから 36,53				-525		2.161,600	上フランジ 2173 下フランジ 1741	2800 1752
10.0	支点上 O				-726		2.705,100	上フランジ 2705 下フランジ 1673	2800 1752

日本建設コンサルタント株式会社

中桁(記載外は外桁に準じる.)

着目点	支点からの距離(m)	M (t·m) Md	Me	Mi	計	断面構成	I (cm⁴)	σ (kg/mm²)	σa (kg/mm²)
4.0	支点から 15.38				+589	(添接断面) 210 / 9 / 1537 / 500	2.487.300	上フランジ 1798 下フランジ 2037	≦2000 ≦2100

日本建設コンサルタント株式会社

5.2. 下部構造

		単位	A1ho	A1	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	A4	A4o
脚の型式				M	M	F	M	M	F	M	F	M	M	
路面標高		m	5.930^{S}	6.000	6.345	6.601	6.772	6.857	6.957	6.772	6.601	6.345	6.000	5.910^{S}
橋脚天端標高		〃	5.330^{S}	3.620	3.965	4.321	4.392	4.477	4.577	4.392	4.321	3.965	3.620	5.210^{S}
フーチング底面標高		〃	3.630^{S}	-1.500	-1.500	-1.700	-1.500	-1.500	-1.700	-1.500	-1.700	-1.500	-1.500	3.810^{S}
橋脚全高		〃	5.930^{S}	6.500	5.465	6.021	5.892	5.977	6.277	5.892	6.021	5.465	6.500	5.910^{S}
橋脚天端長さ		〃	20.000	16.600	15.500	15.500	15.500	15.500	15.500	15.500	15.500	15.500	20.000	16.000
〃 〃	幅	〃	0.500	1.050	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.050	0.500
脚柱高さ		〃	3.630^{S}	6.000	1.965	2.321	2.392	2.477	2.577	2.392	2.321	2.965	6.000	3.810^{S}
〃	幅	〃	φ1.000	16.600	10.500	10.500	10.500	10.500	10.500	10.500	10.500	10.500	20.000	φ1.000
杭先端標高		〃	-34.900	-34.900	-34.500	-34.600	-35.100	-36.00	-36.100	-33.600	-34.500	-36.100	-34.400	-34.000
平行	フーチング頂面 N	t					459.35	597.57	625.13					
〃	〃 M	t·m					168.52	210.66	2,099.19					
〃	〃 S	t					15.65	53.56	338.69					
直角	〃 N	t					459.35	597.57	625.13					
〃	〃 M	t·m					600.16	809.50	817.36					
〃	〃 S	t					107.15	137.86	144.09					
平行	フーチング底面 N	t					544.09	690.03	800.81					
〃	〃 M	t·m					261.99	317.72	2,661.87					
〃	〃 S	t					80.38	91.45	410.69					
直角	〃 N	t					544.09	690.03	800.81					
〃	〃 M	t·m					795.38	1,043.01	1,088.14					
〃	〃 S	t					141.88	175.75	216.09					
フーチング	長さ	m		16.600	12.000	12.000	11.000	12.000	12.000	11.000	12.000	12.000	20.000	
〃	幅	〃		4.500	4.600	8.000	4.500	4.500	8.000	4.500	8.000	4.500	4.500	
〃	厚	〃		1.500	1.600	1.700	1.500	1.500	1.700	1.500	1.700	1.500	1.500	

		単位	AWo	AW	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	AM	AMo
くい本数	鉛直	本	4	7	10	2	8	10	2	8	2	10	9	4
	斜	〃	—	—	—	10	—	—	10	—	10	—	—	—
くい長	鉛直	m	34.9	34.5	33.1	33.4	33.7	34.6	34.9	32.1	33.3	34.7	33.0	34.0
	斜	〃	—	—	—	34.6	—	—	36.1	—	34.5	—	—	—
くい断面寸法		m	φ1.0	φ1.0	φ1.0	φ0.8	φ1.0	φ1.0	φ0.8	φ1.0	φ0.8	φ1.0	φ1.0	φ1.0
地表時許容支持力	押込	t	225	225	225	185	225	225	185	225	185	225	225	225
	引抜	〃												
	水平	〃												
平行	最大作用軸力	t					94.1	89.3	163.5					
	モーメント	t·m					34.33	51.10	53.36					
	せん断力	t					10.1	9.15	15.7					
	断面応力度 σ_s	kg/cm²							1.155					
	断面応力度 σ_c	〃							-924					
	くい頭変位	cm					0.49	0.44	1.12					
直角	最大作用軸力	t					107.3	110.7	102.2					
	モーメント	t·m					64.27	63.91	61.18					
	せん断力	t					17.7	17.6	18.0					
	断面応力度 σ_s	kg/cm²					1734	1865						
	断面応力度 σ_c	〃					88.3	94.3						
	くい頭変位	cm					0.86	0.85	1.29					
常時	作用軸力	t					108.0	106.6	105.0					

日本建設コンサルタント株式会社

新 宵 柳 橋
基本計画資料

建 設 省 土 木 研 究 所

新 宵 柳 橋 才 2 案 概 略 所 要 材 料 積 算 書

昭 和 4 0 年 8 月

日 本 建 設 コ ン サ ル タ ン ト 株 式 会 社

新青柳橋 P2案 概略所要材料積算書

目　次

1、上部構造 ---------- 1

2、下部構造 ---------- 11

3、総　　括 ---------- 21

数量	種別	寸法 (mm) 断面	寸法 (mm) 長サ	重量 (kg) 単重 (kg/m)	重量 (kg) 重量	用途	材質	摘要
		1. 上部構造						
		1.1. 主桁 (3連分)						
		外主桁1本当り (全6本)						
2	P.L.	510.36	5350	144.1	1542	上フランジ	SM41A	
2	〃	〃	2350	〃	677	〃	〃	
2	〃	〃	3600	〃	1038	〃	〃	
1	〃	〃	13350	〃	1924	〃	〃	
2	〃	510.38	2475	152.1	753	〃	H.T.36/60B	
2	〃	〃	17350	〃	5278	〃	〃	
2	〃	510.28	3200	112.1	717	〃	〃	
2	〃	〃	6125	〃	1373	〃	〃	
2	〃	510.25	10800	100.1	2162	〃	H.T.50/60B	
1	〃	1550.9	6450	110.0	710	腹板	SS41	
2	〃	〃	20550	〃	4521	〃	H.T.36/60A	
2	〃	〃	5925	〃	1303	〃	〃	
2	〃	1550.12	11200	141.3	3165	〃	H.T.50/60A	
2	〃	1550.9	2150	110.0	473	〃	SS41	
1	〃	〃	20550	〃	2261	〃	〃	
1	〃	〃	5000	〃	550	〃	〃	
1	〃	1550.18	1450	212.0	307	〃	H.T.36/60A	
2	〃	500.28	5350	109.9	1176	下フランジ	SM41A	
2	〃	〃	2350	〃	517	〃	〃	
2	〃	〃	3600	〃	791	〃	〃	
1	〃	〃	13350	〃	1467	〃	〃	
2	〃	500.36	1100	141.3	311	〃	H.T.36/60B	
2	〃	〃	17350	〃	4903	〃	〃	
2	〃	〃	10800	〃	3052	〃	H.T.50/60B	
2	〃	500.25	3200	98.1	628	〃	H.T.36/60A	
2	〃	〃	6125	〃	1202	〃	〃	
2	〃	450.22	4000	77.7	622	カバープレート	H.T.50/60A	
2	〃	510.19	480	76.1	73	添接板	SS41	
4	〃	230.22	480	39.7	76	〃	〃	
2	〃	500.14	820	55.0	90	〃	〃	
2	〃	230.16	830	28.9	95	〃	〃	
2	〃	510.19	800	76.1	122	〃	H.T.36/60A	

2

数量	種別	寸法 (mm) 断面	寸法 (mm) 長サ	重量 (kg) 単重 (kg/m)	重量 (kg) 重量	用途	材質	摘要
4	P.L.	230・22	300	39.7	127	添接板	H.T.36/50A	
2	〃	500・19	1130	74.6	167	〃	〃	
4	〃	230・22	1120	39.7	178	〃	〃	
2	〃	510・14	640	56.0	72	〃	〃	
4	〃	230・16	640	28.9	74	〃	〃	
2	〃	500・14	830	55.0	90	〃	〃	
4	〃	230・16	830	28.9	95	〃	〃	
1	〃	180・15	1550	21.2	33	補剛材	SS41	
1	〃	180・16	711	22.6	16	〃	〃	
1	〃	250・15	1550	29.4	46	〃	〃	
1	〃	250・16	711	31.4	22	〃	〃	
1	〃	500・15	1550	58.9	91	〃	〃	
1	〃	〃	775	〃	46	〃	〃	
2	〃	180・19	1550	26.8	83	〃	H.T.36/50A	
2	〃	250・19	1550	37.3	116	〃	〃	
91	〃	120・9	1550	8.5	1199	〃	SS41	
30	〃	110・9	1095	7.8	256	〃	〃	
66	〃	〃	1375	〃	708	〃	〃	
116	R.B	φ16	550	1.58	183	スラブ止め	〃	
352	R.H.	φ22			26	鉄頭	SV34	
864	〃	〃			64	〃	SV41	
8	P.L.	180・9	760	12.7	77	添接板	SS41	
16	〃	〃	760	〃	154	〃	H.T.36/50A	
4	〃	310・9	1130	21.9	99	〃	SS41	
8	〃	〃	1130	〃	198	〃	H.T.36/50A	

Σ = 48099 kg

60Σ = 2885940 kg

材質別集計

SS41	7.104 kg	60	= 42624 kg
SM41A	9.132 〃	60	= 54792 〃
H.T.36/50A	9.437 〃	60	= 56622 〃
H.T.36/50B	13.335 〃	60	= 80.010 〃
H.T.50/60A	3.787 〃	60	= 22722 〃
H.T.50/60B	5.214 〃	60	= 31284 〃
SV34	26	60	= 156 〃
SV41	64	60	= 384

数量	種別	寸法 (mm) 断面	寸法 (mm) 長サ	重量 (kg) 単重 (kg/m)	重量 (kg) 重量	用途	材質	摘要
		中主桁 1本当り (全9本)						
2	PL	510.36	5350	144.1	1542	Tフランジ	SM41A	
2	〃	〃	3050	〃	879	〃	〃	
2	〃	〃	3600	〃	1038	〃	〃	
1	〃	〃	13350	〃	1924	〃	〃	
2	〃	510.38	2475	152.1	753	〃	H.T.36/50B	
2	〃	〃	15850	〃	4822	〃	〃	
2	〃	510.28	4700	112.1	1054	〃	〃	
2	〃	〃	6725	〃	1508	〃	〃	
2	〃	510.25	9500	100.1	1902	〃	H.T.50/60B	
1	〃	1550.9	6450	110.0	710	腹板	SS41	
2	〃	〃	20550	〃	4521	〃	H.T.36/50A	
2	〃	〃	6525	〃	1436	〃	〃	
2	〃	1550.12	9900	141.3	2798	〃	H.T.50/60A	
2	〃	1550.9	2850	110.0	627	〃	SS41	
1	〃	〃	20550	〃	2261	〃	〃	
1	〃	〃	5000	〃	550	〃	〃	
1	〃	1550.18	1450	212.0	307	〃	H.T.36/50A	
2	〃	500.38	5350	109.9	1176	下フランジ	SM41A	
2	〃	〃	3050	〃	670	〃	〃	
2	〃	〃	3600	〃	791	〃	〃	
1	〃	〃	13350	〃	1467	〃	〃	
2	〃	500.32	1100	125.6	276	〃	H.T.36/50B	
2	〃	〃	15850	〃	3982	〃	〃	
2	〃	500.25	4700	98.1	922	〃	〃	
2	〃	〃	6725	〃	1319	〃	〃	
2	〃	500.36	9500	141.3	2685	〃		
2	〃	450.22	4000	77.7	622	カバープレート	H.T.50/60A	
2	〃	510.19	480	76.1	73	添接板	SS41	
4	〃	230.22	480	39.7	76	〃	〃	
2	〃	500.14	820	55.0	90	〃	〃	
4	〃	230.16	820	28.9	95	〃	〃	
2	〃	510.19	800	76.1	122	〃	H.T.36/50A	

数量	種別	寸法 (mm) 断面	寸法 (mm) 長サ	重量 (kg) 単重 (kg/m)	重量 (kg) 重量	用途	材質	摘要
4	Pl.	230・22	800	39.7	127	添接板	H.T.36/50A	
2	〃	500・19	1120	74.6	167	〃	〃	
4	〃	230・22	1120	39.7	178	〃	〃	
2	〃	510・14	640	56.0	72	〃	〃	
4	〃	230・16	640	28.9	74	〃	〃	
2	〃	500・14	820	55.0	90	〃	〃	
4	〃	230・16	820	28.9	95	〃	〃	
2	〃	250・15	1550	29.4	91	補剛材	SS41	
2	〃	250・19	1550	37.3	116	〃	H.T.36/50A	
2	〃	250・16	711	31.4	45	〃	〃	
91	〃	120.9	1550	8.5	1199	〃	SS41	
12	〃	110.9	2190	7.8	205	〃	〃	
6	〃	〃	1095	〃	51	〃	〃	
33	〃	〃	2750	〃	708	〃	〃	
116	R.B.	φ16	550	1.58	183	スラブ止め	〃	
352	R.H.	φ22			26	鉄頭	SV34	
864	〃	〃			64	〃	SV41	
8	Pl.	180.9	760	12.7	77	添接板	SS41	
16	〃	〃	760	〃	154	〃	H.T.36/50A	
4	〃	310.9	1130	21.9	99	〃	SS41	
8	〃	〃	1130	〃	198	〃	H.T.36/50A	
					Σ = 47017		kg	
					9@Σ=423153		kg	
	SS41 =	7095	kg	9@	= 63855	kg		
	SM41A =	9487	〃	9@	= 85383	〃		
	H.T 36/50A =	7702	〃	9@	= 69318	〃		
	H.T 36/50B =	17321	〃	9@	= 155889	〃		
	H.T 50/60 A =	3420	〃	9@	= 30780	〃		
	H.T 50/60 B =	1902	〃	9@	= 17118	〃		
	SV 34 =	26	〃	9@	= 234	〃		
	SV 41 =	64	〃	9@	= 576	〃		

数量	種別	寸法 (mm) 断面	寸法 (mm) 長サ	重量 (kg) 単重 (kg/m)	重量 (kg) 重量	用途	材質	摘要

主桁材質別集計表 (3連分)

材質	重量 (kg)
SS41	106 479
SM41A	140.175
HT36/50A	125 940
HT36/50B	235 899
HT50/60A	53 502
HT50/60B	48 402
SV34	390
SV41	960
	711.747

数量	種別	寸法 (mm) 断面	寸法 (mm) 長サ	重量 (kg) 単重 (kg/m)	重量 (kg) 重量	用途	材質	摘要
		1-2. 端横桁及び対傾構 (3連分)						
		ST-1 1箇所当り (全2箇所)						
4	PL.	220.10	2890	17.3	200	上フランジ	SS41	
4	〃	1350.10	2890	106.0	1225	腹板	〃	
4	〃	300.13	2890	30.6	354	下フランジ	〃	
3	〃	220.10	970	17.3	50	添接板	〃	
3	〃	300.15	970	35.3	103	〃	〃	
16	〃	310.9	1250	21.9	442	〃	〃	
12	〃	120.10	1350	9.4	152	補剛材	〃	
12	〃	100.9	1350	7.1	115	〃	〃	
2	〃	400.22	800	69.1	111	底板	〃	
12	R.B.	16φ	550	1.58	10	スラブ止め	〃	
1024	R.H.	φ22			76	鉄頭	SV34	
					Σ= 2838 kg			
					2@Σ=5676 〃			
		材質別集計						
		SS41 2786 kg			2@2786 = 5572 kg			
		SV34 76 〃			2@ 76 = 152 〃			
		Σ= 2838 kg			2@Σ = 5676 〃			
		ST-2 1箇所当り (全6箇所)						
4	PL.	320.18	2890	45.2	523	上フランジ	H.T.36/50A	
4	〃	1350.10	2890	106.0	1225	腹板	〃	
4	〃	330.13	2890	53.7	621	下フランジ	〃	
3	〃	320.18	1120	45.2	152	添接板	〃	
3	〃	380.18	1120	53.7	180	〃	〃	
16	〃	310.9	1290	21.9	452	〃	〃	
12	〃	130.16	1350	22.6	366	補剛材	SS41	
12	〃	100.9	1350	7.1	115	〃	〃	
2	〃	800.22	800	138.2	221	底板	〃	
12	R.B.	φ16	550	1.58	10	スラブ止め	〃	
1344	R.H.	φ22			99	鉄頭	SV41	
					Σ= 3964 kg			
					6@Σ = 23784 〃			

数量	種別	寸法 (mm) 断面	寸法 (mm) 長サ	重量 (kg) 単重 (kg/m)	重量 (kg) 重量	用途	材質	摘要

材質別集計

SS41	712 kg	6@712 =	4272 kg
H.T.36/50A	3153 "	6@3153 =	18918 "
SV41	99 "	6@99 =	594 "
Σ =	3964 kg	6@Σ =	23784 kg

ST-3 1箇所当り（全2箇所）

数量	種別	断面	長サ	単重 (kg/m)	重量	用途	材質	摘要
8	PL.	200.10	2880	15.7	362	上フランジ	SS41	
4	"	500.10	3050	39.3	479	腹板	"	
4	"	450.28	2890	98.9	1143	上フランジ	H.T.36/50B	
4	"	550.16	2890	69.1	799	腹板	H.T.36/50A	
4	"	520.28	2890	114.3	1321	下フランジ	H.T.36/50B	
3	"	450.28	970	98.9	288	添接板	"	
3	"	530.28	970	114.3	333	"	"	
16	"	310.9	530	21.9	186	"	H.T.36/50A	
12	"	180.16	550	22.6	149	補剛材	SS41	
2	"	400.22	800	69.1	111	底板	"	
12	R.B.	φ16	550	1.58	10	スラブ止め	"	
96	R.H.	φ22			7	鉄頭	SV34	
816	"	"			60	"	SV41	

Σ = 5248 kg

2@Σ = 10496 "

材質別集計

SS41	1111 kg	2@1111 =	2222 kg
H.T.36/50A	985 "	2@985 =	1970 "
H.T.36/50B	3085 "	2@3085 =	6170 "
SV34	7 "	2@7 =	14 "
SV41	60 "	2@60 =	120 "
Σ =	5248 kg	2@Σ =	10496 kg

数量	種別	寸法 (mm) 断面	寸法 (mm) 長サ	重量 (kg) 単重 (kg/m)	重量 (kg) 重量	用・途	材質	摘要
		S.T.4 1箇所当り (全54箇所)						
4	H	175.175.7.11	2880	40.2	463	上弦材	SS41	
4	H	150.150.7.10	2880	31.5	363	下弦材	〃	
8	L	130.130.12	1600	23.4	300	斜材	〃	
8	Pl.	400.10	1430	31.4	359	ガセット	〃	
4	〃	220.10	750	17.3	52	〃	〃	
1	〃	150.10	450	11.8	5	添加物支持材	〃	
1	〃	100.10	500	7.9	4	〃	〃	
1	Bolt	φ9	1400		1	〃	〃	
1	〃	〃	1200		1	〃	〃	
224	R.H	φ22			17	鉄頭	SV34	
					Σ=1565 kg			
					54@Σ=84510 〃			

材質別集計

SS41	1548 kg	54@1543 =	83,592 kg
SV34	17 〃	54@17 =	918 〃
Σ=1565 kg		54@Σ =	84510 kg

		S.T.5 1箇所当り (全60箇所)						
2	H	150.150.7.10	3300	31.5	208	受梁	SS41	
4	Pl.	110.9	400	7.8	12	支持金具	〃	
1	〃	150.10	600	11.8	7	添加物支持材	〃	
1	〃	100.10	500	7.9	4	〃	〃	
1	〃	φ9	1400		1	〃	〃	
1	〃	〃	1200		1	〃	〃	
8	R.H	φ22			1	鉄頭	SV34	
					Σ= 234 kg			
					60@Σ = 14040 〃			

材質別集計

SS41	233 kg	60@233 =	13980 kg
SV34	1 〃	60@1 =	60 〃
Σ= 234 kg		60@Σ =	14040 〃

数量	種別	寸法 (mm) 断面	寸法 (mm) 長サ	重量 (kg) 単重 (kg/m)	重量 (kg) 重量	用途	材質	摘要

端横桁及び対傾構集計表（3連分）

材質	重量(kg)
SS41	109 590
H.T 36/60 A	20. 888
H.T 36/60 B	6.170
SV34	1,144
SV41	714
合計	138, 506

1-3. 下横構（3連分）

264	CT	118.176.8.8	3870	18.8	19.208	弦材	SS41
270	PL	380・10	700	29.3	5.632	ガセット	〃
6288	RH	φ22			464	鉄頭	SV34

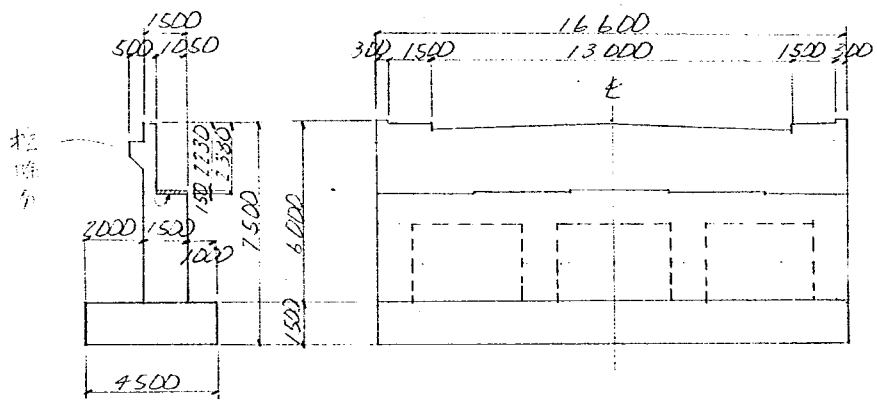
Σ = 25,304 kg

1-4 橋体材質別集計 （単位 kg）

	主桁	横桁.対傾構	下横構	合計
SS41	106479	109.590	24 840	240 909
SM41 A	140.175			140.175
H.T. 36/60 A	125 940	20888		146828
H.T. 36/60 B	235 899	6.170		242 069
H.T. 50/60 A	53.502			53502
H.T. 50/60 B	48.402			48.402
SV34	390	1.144	464	1998
SV41	960	714		1674
合計	711747	138.506	25 304	875.557

2 下部構造

2-1 若松町側 A1 橋台材料計算



コンクリート

躯体 82.8㎥ (オー案を参考とする)

$82.8 - (0.15 \times 1.05 \times 16.60)$ = 80.19 ㎥

フーチング

$1.5 \times 4.5 \times 16.6$ = 112.05 〃

Σ = 192.24 ㎥

型枠

躯体 337.70㎡

$337.70 - (0.15 \times 1.05 \times 2)$ = 337.39 ㎡

フーチング

$(4.5 + 16.6) \times 1.5 \times 2$ = 63.30 〃

Σ = 400.69 ㎡

均しコンクリート

$4.4 \times 17.0 \times 0.2$ = 16.66 ㎥

敷砂

$5.5 \times 17.60 \times 0.5$ = 48.40 ㎥

締切工　98.0m

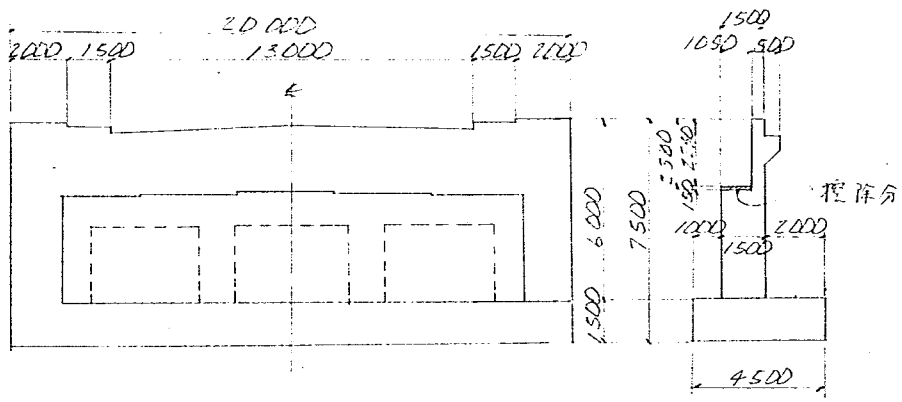
掘削　32.4m³

A100

コンクリート　54.35m³

型枠　111.87m²

南吸江側 A1 橋台材料計算



コンクリート

躯体　98.75m³（オー家を参考とする）

$$98.75 - (0.15 \times 1.05 \times 20.0)_{\text{控除分}} = 96.14\ m^3$$

フーチング

$$1.5 \times 4.5 \times 20.0 = 135.00$$

$$231.14\ m^3$$

型枠

躯体　393.24 m²

393.24 − (0.15 × 1.05 × 2)　= 392.93 m²

フーチング

1.5 × (4.5 + 20.0) × 2　= 73.5 m²

均しコンクリート

0.2 × 20.4 × 4.9　= 20.00 m³

敷砂

0.5 × 21.0 × 5.5　= 57.75 m³

締切工　55.20 m

掘削　77.8 m³

A1P10

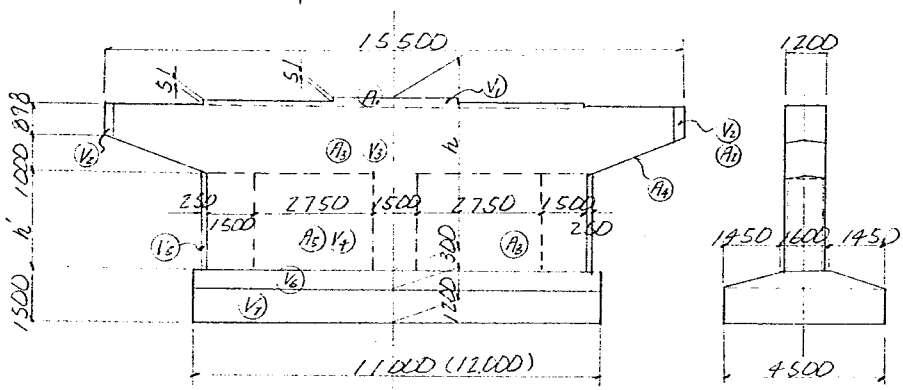
コンクリート体積　31.31 m³

型枠　65.91 m²

2.2 橋脚

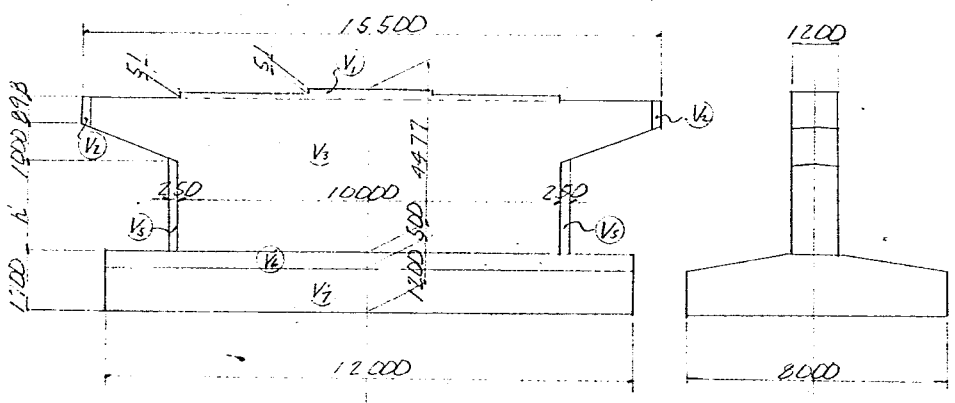
形状

可動橋脚



注：( )内はP4橋脚を示す。

固定橋脚



コンクリート

注；( ) = P_4

$V_1 = 0.051 \times (3.4 + 10.2) \times 1.2 = 0.83\,m^3$

$V_2 = 1/2 \times 0.25 \times 1.20 \times 0.90 \times 2 = 0.27\,"$

$V_3 = (0.898 \times 15.0 + 1/2(15.0 + 10.0) \times 1.0 \times 1.2 = 31.16\,"$

$V_4 = 10.0 \times 1.2 \times h' - 2.75 \times 0.9 \times h' \times 2$
$= h'(10.0 \times 1.2 - 2.75 \times 0.7 \times 2) = 7.05\,h'$

$V_5 = 1/2 \times 0.25 \times 1.20 \times h' \times 2 = 0.3\,h'$

可動
$V_6 = 1/2(1.6 + 4.5) \times 0.3 \times 11.0\ (12.0) = 10.07\ (10.92)$
$V_7 = 4.5 \times 11.0\ (12.0) \times 1.2 = 59.40\ (64.80)$

固定
$V_6' = 1/2(1.6 + 8.0) \times 0.5 \times 12.0 = 28.8$
$V_7' = 8.0 \times 12.0 \times 1.2 = 115.2$

型枠

$A_1 = 0.051 \times (3.4 + 10.2) \times 2 + 0.051 \times 1.2 \times 4 = 1.63\,"$

$A_2 = 0.65 \times 0.90 \times 4 = 2.34\,"$

$A_3 = \{0.898 \times 15.0 + 1/2(15.0 + 10.0) \cdot 1.0\} \times 2 = 51.94\,"$

$A_4 = 2.692 \times 1.2 \times 2 = 6.46\,"$

$A_5 = 2 \times 1.0 \times h' = 2.0h'\,"$

$A_6 = 0.65 \times h' \times 4 = 2.6h'\,"$

可動 $A_7 = \{1/2 \times (1.6 + 4.5) \times 0.3 + 4.5 \times 1.2 + 11.0 \times 1.2\} \times 2 = 39.03\,"$ $(12.0)\ = (41.43)$

固定 $A_7' = \{1/2 \times (1.6 + 8.0) \times 0.5 + 8.0 \times 1.2 + 12.0 \times 1.2\} \times 2 = 52.2$

$A_8 = 0.9 \times 4 \times h' + 2.75 \times 4 \times h' + 0.9 \times 2.75 \times 2 = 14.6h' + 4.95$

コンクリート

橋脚		P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	$P_6=P_3$	$P_7=P_2$	$P_8=P_1$
		Fix				Fix		Fix	
h		3.965	4.221	4.392	4.477	4.477			
h'		1.965	2.221	2.392	2.477	2.477			
躯体	V_1	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83			
	V_2	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27			
	V_3	31.16	31.16	31.16	31.16	31.16			
	V_4	13.85	26.65	16.86	17.46	29.72			
	V_5	0.59	0.67	0.72	0.74	0.74			
計	m^3	46.70	59.58	49.84	50.46	62.72			
フーチング	V_6	10.07	28.80	10.07	10.98	28.80			
	V_7	59.40	115.20	59.40	59.40	115.20			
計	m^3	69.47	144.00	69.47	70.38	144.00			
合計	m^3	116.17	203.58	119.31	120.84	206.72	119.31	203.58	116.17

日本建設コンサルタント株式会社

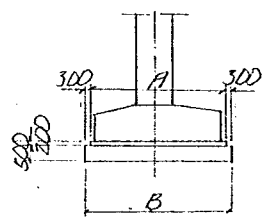
型枠

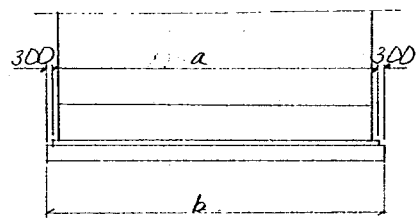
橋脚		P_1	P_2 (Fix)	P_3	P_4	P_5 (Fix)	$P_6=P_8$	$P_7=P_2$ (Fix)	$P_8=P_1$
躯体	A_1~A_4	62.57	62.37	62.37	62.37	62.37			
	A_5	39.30	44.42	47.89	49.54	49.54			
	A_6	51.09	57.75	62.19	64.40	64.40			
計	m^2	90.39	102.17	110.03	113.94	113.94			
フーチング	A_7	39.03	52.80	39.03	41.43	52.80			
中空分部	A_8	33.64	／	39.87	41.11	／			
合計	m^2	163.06	154.97	188.93	196.48	166.74	188.93	154.97	163.06

注：材料総括表には中空部分の型枠を躯体と合計して計上すること。

日本建設コンサルタント株式会社

均しコンクリート、及び敷砂、締切工、掘削工





〔P_1、P_3、P_6、P_8〕 $A=4.9$ $B=5.5$ $a=11.4$ $b=12.0$

均しコンクリート

$4.9 \times 11.4 \times 0.2 = 11.17\ m^3$

敷砂

$5.5 \times 12.0 \times 0.50 = 33.00\ m^3$

〔P_4〕 $A=4.9$ $B=5.5$ $a=12.4$ $b=13.0$

均しコンクリート

$4.9 \times 12.4 \times 0.2 = 12.15\ m^3$

敷砂

$5.5 \times 13.0 \times 0.50 = 35.75\ m^3$

〔P_2、P_5、P_7〕 $A=8.4$ $B=9.0$ $a=12.4$ $b=13.0$

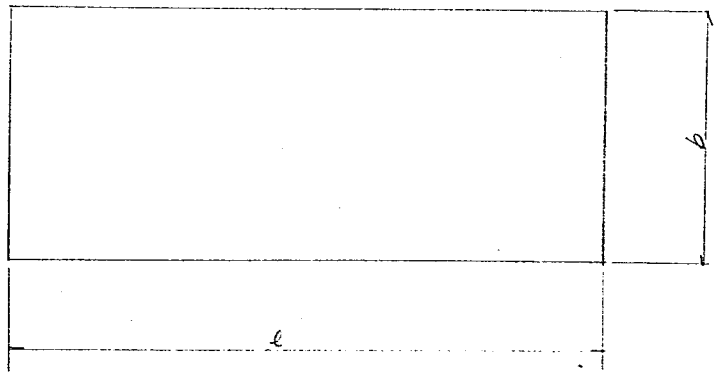
均しコンクリート

$8.4 \times 12.4 \times 0.2 = 20.83\ m^3$

敷砂

$9.0 \times 13.0 \times 0.50 = 58.50\ m^3$

掘削(V)、締切工(L)



	ℓ	b	h	$V=\ell\times b\times h^{(m^3)}$	$L=(\ell+b)\times 2^{(m)}$
P_1	12.40	6.00	2.7	200.9	36.8
P_2	13.50	9.50	2.6	333.5	46.0
P_3	12.40	6.00	2.7	200.9	36.8
P_4	13.50	6.00	2.3	186.3	39.0
P_5	13.50	9.50	2.2	282.2	46.0
P_6	12.40	6.00	2.1	156.2	36.8
P_7	13.50	9.50	2.0	256.5	46.0
P_8	12.40	6.00	1.4	104.2	36.8

数量	種別	寸法 (mm) 断面	寸法 (mm) 長サ	重量 (kg) 単重 (kg/m)	重量 (kg) 重量	用途	材質	摘要

3. 総括

3.1. 上部構造

細目	細別	規格	単位	備考
(1) 鋼構造	1. 材質別鋼重	SS41	240.9 t	
		SM41A	140.2 〃	
		HT36/50A	146.8 〃	支承、高欄、排水、伸縮を含まず
		HT36/50B	242.1 〃	
		HT50/60A	53.5 〃	
		HT50/60B	48.4 〃	
		SV34	2.0 〃	
		SV41	1.7 〃	
	(計)		(1875.6 t)	158 kg/m²
	2. 構造別鋼重			
	主桁		711.8 t	
	横桁、対傾構		138.5 〃	
	下横構		25.3 〃	
	(小計)		(875.6 t)	
	支承		22.0 〃	
	高欄		29.5 〃	43 kg/m
	伸縮継手		13.6 〃	
	排水設備		1.0 〃	
	(合計)		(947.7 t)	
(2) 床版	1. コンクリート	σ_{28}=240 kg/cm²	1220 m³	
	2. 鉄筋	SD30	219 t	
(3) 舗装	1. 舗装面積	アスファルト	5475 m²	

3.2 下部構造材料積算表

細目	細別		規格	単位	数量 AWo	数量 AW	数量 P1
基礎構造	くい数	鉛直			4-38.500	7-33500	8-33.500
		斜			—	—	—
	コンクリート量			m^3	120.9	184.1	210.4
	鋼重			t	—	—	—
	締切延長			m	—	48.0	36.8
	掘削			m^3	—	324.0	200.9
	敷石			〃	—	48.4	33.0
	均しコンクリート			〃	—	16.7	11.2
フーチング	型枠			m^2		63.3	39.0
	鉄筋			t		4.15	1.51
	コンクリート			m^3		112.1	69.5
躯体	型枠			m^2	118.9	337.4	124.0
	鉄筋			t	0.55	5.23	6.37
	コンクリート			m^3	54.4	80.2	46.7

細目	細別		規格	単位	数量 P2	数量 P3	数量 P4
基礎構造	くい数	鉛直			2-33500	8-33500	10-34500
		斜			10-34.500	—	—
	コンクリート量			m^3	207.0	210.4	278.7
	鋼重			t	112.5	—	—
	締切延長			m	46.0	36.8	39.0
	掘削			m^3	333.5	200.9	186.3
	敷砂			〃	58.5	33.0	35.8
	均しコンクリート			〃	20.8	11.2	12.1
フーチング	型枠			m^2	52.8	39.0	41.4
	鉄筋			t	5.69	1.51	1.53
	コンクリート			m^3	144.0	69.5	70.4
躯体	型枠			m^2	102.2	110.0	113.9
	鉄筋			t	7.79	4.41	6.90
	コンクリート			m^3	59.6	49.8	50.5

細目	細別		規格	単位	数量 P5	数量 P6	数量 P7
基礎構造	くい数	鉛直			2-34500	8-32000	2-33000
		斜			10-35.500	—	10-34000
	コンクリート量			m^3	213.0	201.0	204.0
	鋼重			t	115.5	—	111.5
	締切延長			m	46.0	36.8	46.0
	掘削			m^3	282.2	156.2	256.5
	敷砂			〃	58.0	33.0	58.0
	均しコンクリート			〃	20.8	11.2	20.8
フーチング	型枠			m^2	52.8	39.0	52.8
	鉄筋			t	5.69	1.51	5.69
	コンクリート			m^3	144.0	69.5	144.0
躯体	型枠			m^2	113.9	110.0	102.2
	鉄筋			t	8.18	4.41	7.79
	コンクリート			m^3	62.7	49.8	59.6

細目	細別		規格	単位	数量 P8	数量 AM	数量 AMo
基礎構造	くい数	鉛直			8-35000	9-33000	4-33000
		斜			—	—	—
	コンクリート量			m^3	210.4	233.15	103.6
	鋼重			t	—	—	—
	締切延長			m	36.8	55.2	—
	掘削			m^3	104.2	77.8	—
	敷砂			〃	33.0	57.8	—
	均しコンクリート			〃	11.2	20.0	—
フーチング	型枠			m^2	39.0	73.5	
	鉄筋			t	1.51	4.99	
	コンクリート			m^3	69.5	135.0	
躯体	型枠			m^2	124.0	372.9	65.9
	鉄筋			t	6.37	6.27	0.54
	コンクリート			m^3	46.7	96.1	31.3

橋面積 = 16.0 × 346.9 = 5,550.4 m²

細目	細別		単位	A1o	A1	P1	P2	P3	P4	P5	P6
基礎構造	くい本数	鉛直	m	4-38.500	7-33.500	8-33.500	2-35.500	8-33.500	10-34.500	2-34.500	8-32.000
		斜	m	—	—	—	10-34.500	—	—	10-35.500	—
		計	m	154.0	234.5	268.0	412.0	268.0	345.0	424.0	256.0
	コンクリート		m³	120.7	184.1	210.4	207.0	210.4	278.7	213.0	201.0
	鉄筋		t	12.69	19.33	22.09	—	22.09	29.26	—	21.11
	鋼杭		〃	—	—	—	112.5	—	—	115.5	—
	コンクリート		m³/m²	0.0218	0.0331	0.0379	0.0373	0.0379	0.0502	0.0384	0.0362
	鉄筋		t/m²	0.00229	0.00348	0.00398	—	0.00398	0.00527	—	0.00380
	鋼杭		〃	—	—	—	0.0203	—	—	0.0208	—
躯体および フーチング	型枠		m²	118.9	400.7	163.0	155.0	149.0	155.3	166.7	149.0
			m²/m²	0.0214	0.0721	0.0293	0.0279	0.0268	0.0280	0.0300	0.0268
	鉄筋		t	0.55	9.58	7.88	13.48	5.92	8.43	13.87	5.92
			t/m²		0.00169	0.00142	0.00243	0.00107	0.00152	0.00250	0.00107
	コンクリート		m³	54.4	192.3	116.2	203.6	119.3	120.9	206.7	119.3
			m³/m²	0.0098	0.0346	0.0209	0.0366	0.0215	0.0218	0.0372	0.0215

日本建設コンサルタント株式会社

細目	細別		単位	P7	P8	AM	AMo		全橋分	
基礎構造	くい本数	鉛直	m	2-33.000	8-35.000	9-33.000	4-33.000		1,948.5 (RC) 202.0 (Steel)	
		斜	m	10-34.000	——	——	——		1,242.0 (Steel)	
		計	m	406.0	280.0	297.0	132.0		1,948.5 (R.C) 1,444.0 (Steel)	
	コンクリート		m^3	204.0	210.4	233.15	103.6		1,528.2 (R.C) 624.0 (Steel)	
	鉄筋		t	——	22.09	24.48	10.88		160.45	
	鋼材		〃	111.5	——	——	——		339.5	
	コンクリート		m^3/m^2	0.0368	0.0379	0.0420	0.0186		0.275 (R.C) 0.112 (Steel)	
	鉄筋		t/m^2	——	0.00398	0.00441	0.00196		0.0289	
	鋼杭		〃	0.0201	——	——	——		0.0612	
躯体コンクリート	型枠		m^2	155.0	163.0	466.4	65.9		2,123.1	
			m^2/m^2	0.0279	0.0273	0.0840	0.0119		0.382	
	鉄筋		t	13.48	7.88	11.26	0.54		97.5	
			t/m^2	0.00243	0.00142	0.00203			0.0176	
	コンクリート		m^3	203.6	116.2	231.1	31.3		1,629.2	
			m^3/m^2	0.0366	0.0209	0.0416	0.0056		0.294	

日本鋪設コンサルタント株式会社

新 青 柳 橋
基本計画資料

建 設 省 土 木 研 究 所

新 青 柳 橋 オ 2 案 概 略 施 工 計 画

昭 和 4 0 年 8 月

日 本 建 設 コ ン サ ル タ ン ト 株 式 会 社

目　次

1、施工計画 ---------- 1

1.1 下部構造 ---------- 1
1.2 上部構造 ---------- 3

2、工費積算 ---------- 5

1. 施工計画

1.1 下部構造

橋脚番号	型式	基礎	平均現地盤高	根前底面
A_1 A_2	橋台	ベノト杭	+2.0	-22
P_1..P_4..P_8	可動橋脚	〃	+0.1	-22
P_5, P_6	〃	〃	+0.1	-22
P_7..P_{12}..P_9	固定橋脚	鋼管杭	+0.1	-29

本工事に対し フーチング寸法が異なるため 橋脚の掘削数量 本工事に準ず
3. (説明省略) 従って 数量の内訳について記す

(i) A_1, A_2
本工事に同じ

(ii) P_1, P_4, P_8
本体に対し フーチング中の1.000 m³に対し 橋脚は 同様に1.000 m³中
次のもの

種別	単位	一基当り数量	小計数量	摘要
中詰土量	m³	983	1,450	
根前土量	m³	365	2,600	
S.P II L=10.0m	枚	135	405	
	t	69.8	194	
補強リブ H-300×300×10	m	164	492	
	t	15.4	46.2	

(iii) P_3, P_5
本工事と全く同じで 現数のみ要る

種別	単位	一基当り数量	小計数量	摘要
中詰土量	m³	456	910	
根前土量	m³	816	1,630	
S.P II L=10.0m	枚	130	260	
	t	62.4	125	
補強リブ H-300×300×10	m	160	320	
	t	15.0	30.0	

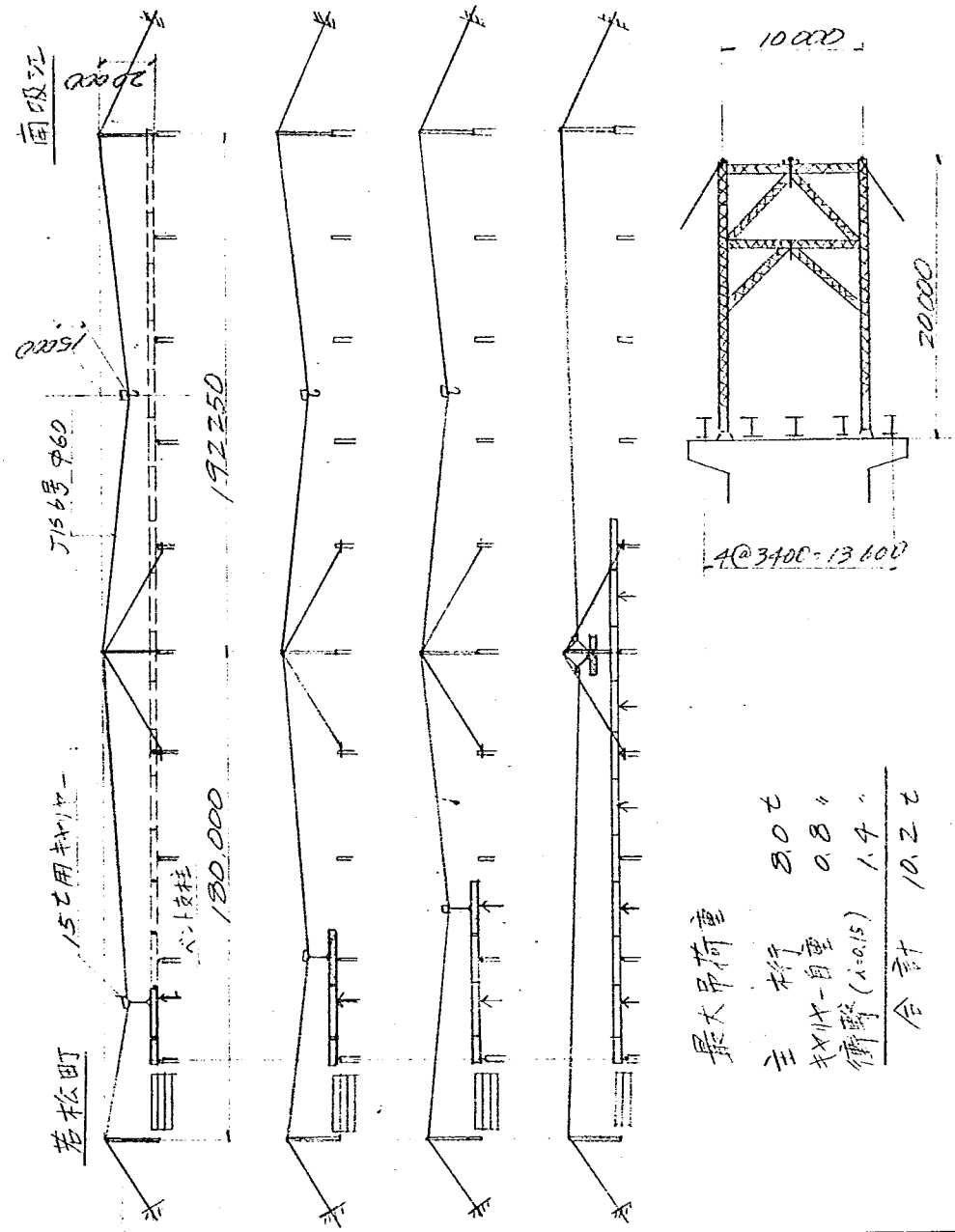
(iv) P_2, P_3, P_4 (本工事とコーナリ中だけ要る)

種別	単位	一基当り数量	小計数量	摘要
中詰土量	m³	1,375	4,130	
根前土量	m³	1,025	3,080	
S.P II L=10.0m	枚	138	414	
	t	66.3	199	
軽量鋼矢板 (K-SP) L=6m	枚	949	1,097	
	t	34.3	103	

タイロッド	本	44	132	
φ28 L=4.8	t	0.85	2.55	
帽起し	m	285	855	
L-125×65×6	t	3.82	11.5	

1.2. 上部構造

架設は下図に示す如き ケーブルクレーン工法とする.



最大吊荷重

主桁	8.0t
キャリー自重	0.8 〃
衝撃 (i=0.15)	1.4 〃
合計	10.2t

所要機器の種類と数量

品名	数量	備考
三脚ブロック	1基	15t用 荷揚げ用
門構	3基	桁組立用、サドル付
ウインチ	5台	30HP 運搬ケーブル用
キャリヤー	4台	15t吊用
運搬索	4すじ	JIS 6号 φ60
控索	8すじ	〃 φ60
横控索	6すじ	〃 φ25
往行索	4すじ	〃 φ20
巻上索	4すじ	〃 φ16
アンカーブロック	4ケ	
コンプレッサー	2台	30HP 鉄かしめ用
エアーホース		鉄かしめ用

工程計画

工種＼月	平1月	平2月	平3月	平4月	平5月	平6月	平7月
準備工							
架設工							
鉄足場工							
鉸鉄工							
跡片附							

2. 工費積算

費目	工種	種別	細目	単位	数量	単価	金額	摘要
第2案	橋梁工						429,227千円	
		下部工					207,000	
			橋台(A2)	基	1		19,700	
			固定橋脚	〃	3		68,500	
			可動 〃	〃	5		67,000	
			橋台(A1)	〃	1		21,600	
			仮設工	式	1		30,200	
		上部工					222,227	
			鋼構造物製作	t	875.6	70,000	61,292	
			輸送設置	〃	875.6	85,000	74,426	
			架設工	〃	875.6	8,000	7,005	
			塗装	〃	875.6	23,000	20,146	
			床版工	m²	15,000	600	9,000	
			舗装	〃	5544	4,500	24,948	
			高欄工	〃	5,475	1,500	8,213	
			排水工	m	693	6,000	4,158	
			照明工	式	1		340	
				〃	1		2,100	

新 青 柳 橋
基本計画資料

建 設 省 土 木 研 究 所

新 青 柳 橋 才 2 案 概 略 設 計 図

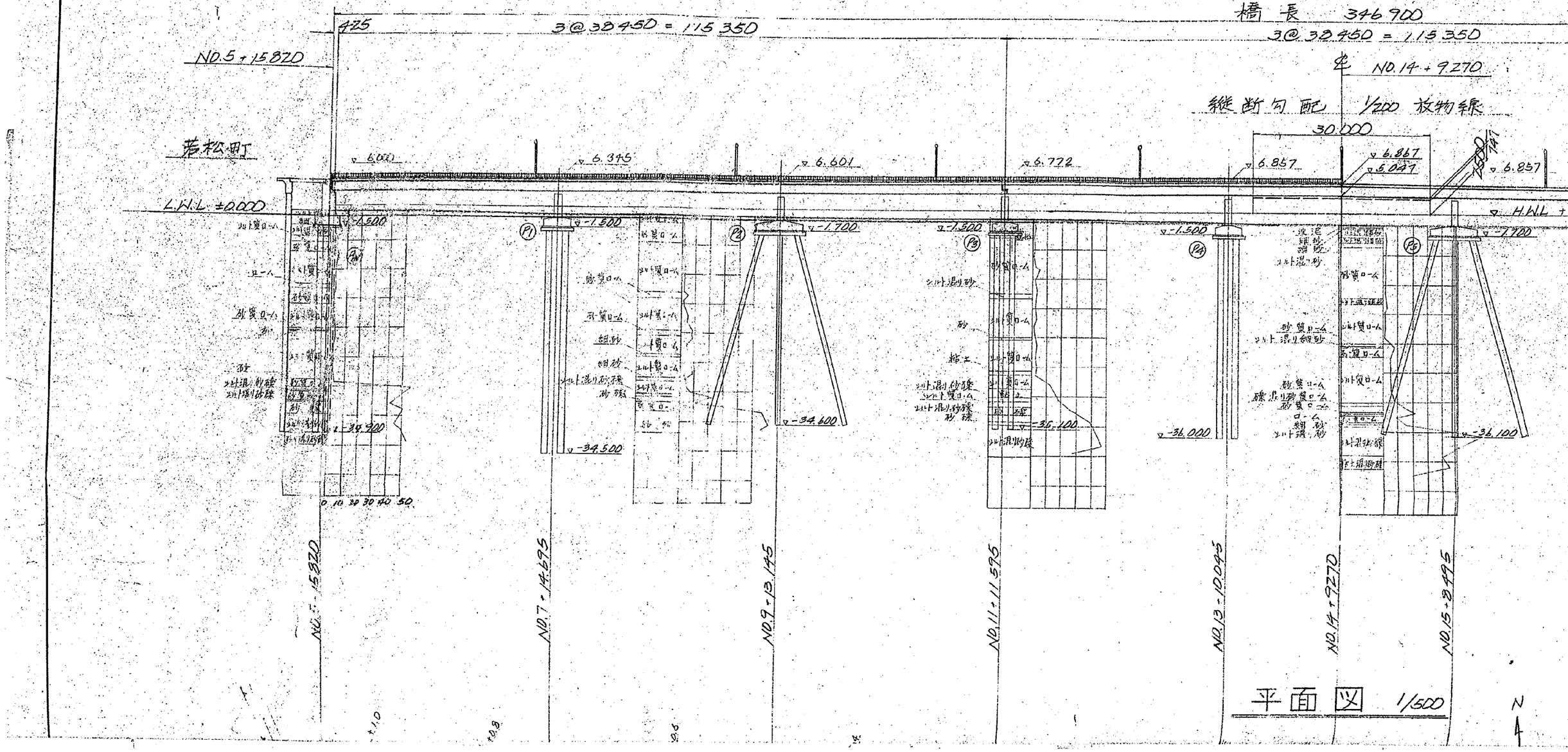
昭 和 4 0 年 8 月

日 本 建 設 コ ン サ ル タ ン ト 株 式 会 社

図番	図面の名称
2-1	一般図
2-2	上部構造概要図
2-3	〃　〃
2-4	下部構造概要図

側面図 1/500

橋長 346900
3@38450 = 115350



平面図 1/500

N

1/500

00

1.15 350

14 + 9.270

放物線

3@38450 = 115350

425

NO.23 + 2720

南吸江

H.W.L +1.800

L.W.L ±0.000

6.857

6.772

6.601

6.345

6.000

-1.700

-1.500

-1.750

-1.600

-1.500

-36.100

-34.500

-33.100

-34.400

-34.000

砂質ローム

粘土

中砂

細砂

砂礫

NO.15-3495

NO.17-6945

NO.19+5395

NO.21+3845

NO.23-2720

1/500

N

0 10 20 30 40 50

NO.5 - 15320

NO.7 - 14695

NO.9 - 13145

NO.11 - 11595

NO.13 - 10045

NO.14 - 9270

NO.15 - 8495

平面図 1/500

N

EC NO.4 + 4080

+10

+08

+06

+04

+02

105

11×00

1 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16

横断面図 1/200

AN

P1

P2

NO.15+3495

1/500

N

NO.17+6945

NO.19+5395

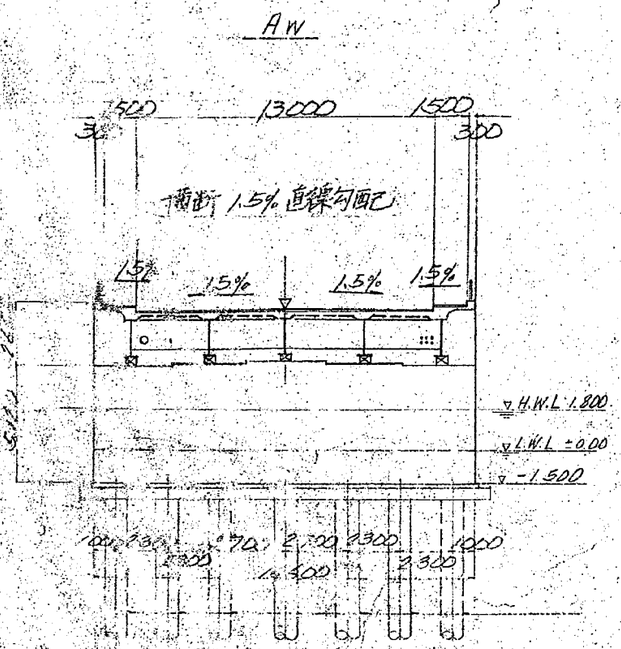
NO.21+3845

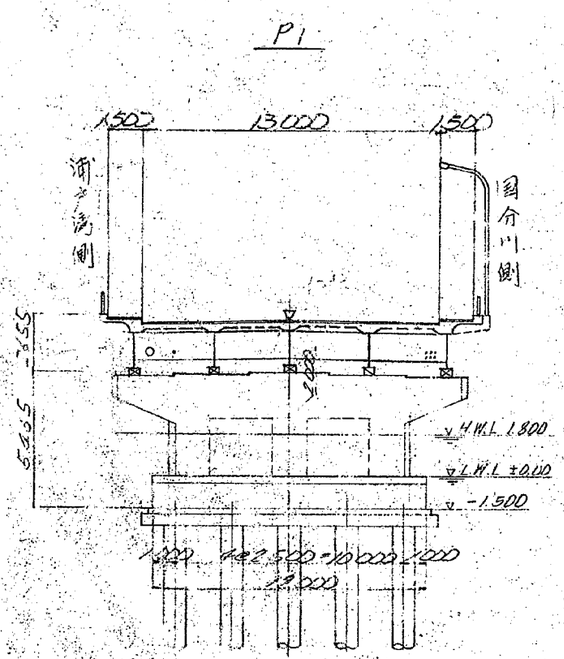
NO.23+2720

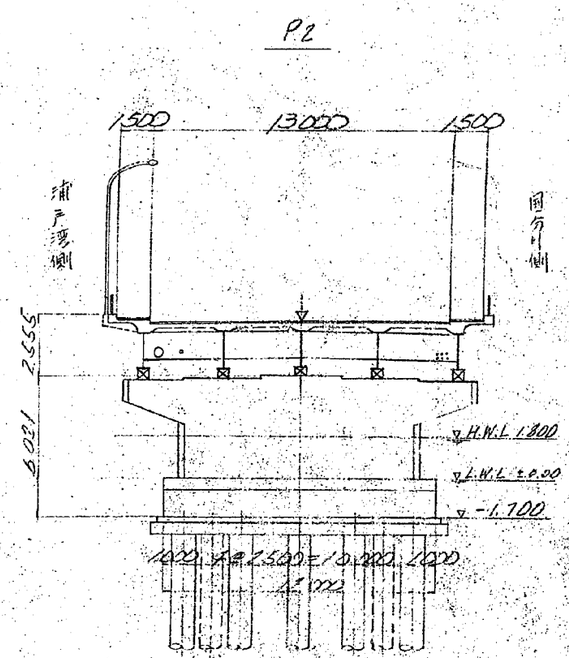
1/200

歩道アスファルト舗装厚 30㎜
車道アスファルト舗装厚 50㎜
歩道鉄筋コンクリート床版厚 140㎜
車道鉄筋コンクリート床版厚 170㎜

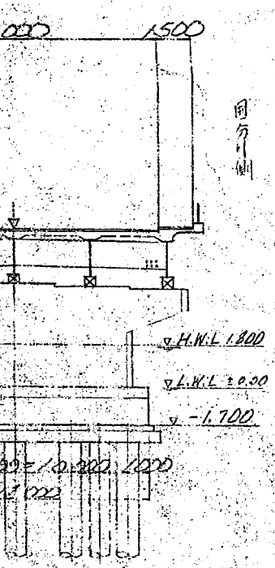
横断面図 1/200

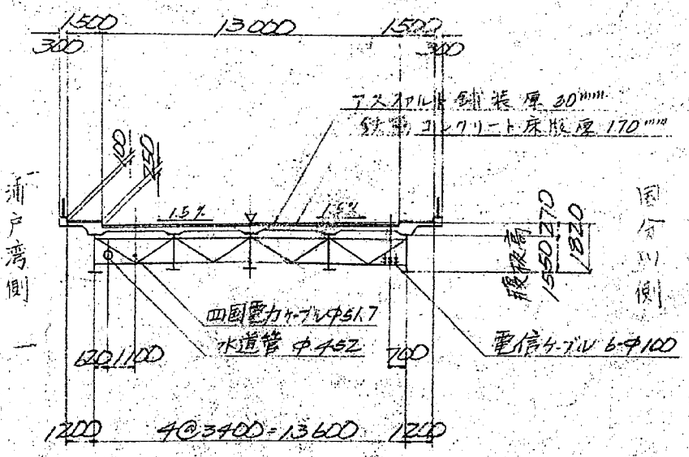

A1
1500
13000
1500
300
横断 1.5% 直線勾配
1.5%
1.5%
1.5%
1.5%
H.W.L 1.800
L.W.L ±0.00
-1.500
2300
2300
1000


P1
1500
13000
1500
浦戸湾側
国分川側
H.W.L 1.800
L.W.L ±0.00
-1.500
1000
2500
10000
1000


P2
1500
13000
1500
浦戸湾側
国分川側
H.W.L 1.800
L.W.L ±0.00
-1.700
1000
2500
10000
1000

1/200





設計条件	
橋格	1等橋 (TL 20)
上部構造型式	3径間連続鋼鈑桁
下部構造型式	両端張出し壁式橋脚
地震係数	鉛直 ±0.1 ト子 0.2

注

(1) 標高は高知港基準面（東京湾中等潮位 + m とする。

(2) 地形図は昭和 年 月高知県土木部測量図による。

(3) 基礎地盤柱状図は による。

新吉川橋基本設計資料

図名	平面図 一般図		
予算名			
路線箇所	一般地方道 J-5-6 南国高知港仁井田線 高知市高松町～国吸川		
設計		照査	
備考		図番	2-1

建設省土木研究所

主桁曲げモーメント及び抵抗モーメント図 1/100

(t·m)

700
600
500
400
300
200
100

664*
607*
664
589
531*
487
432
36.*
438*
375
331
890*
-751*
-726
-639
-528*
-528*
-345*
-357
-315

外桁反力

$R_0 = 79^t$
$R_{10} = 198^t$

中桁反力

$R_0 = 84^t$
$R_{10} = 191^t$

外桁剪断力

$Q_{10L} = -110^t$
$Q_{10R} = 95^t$

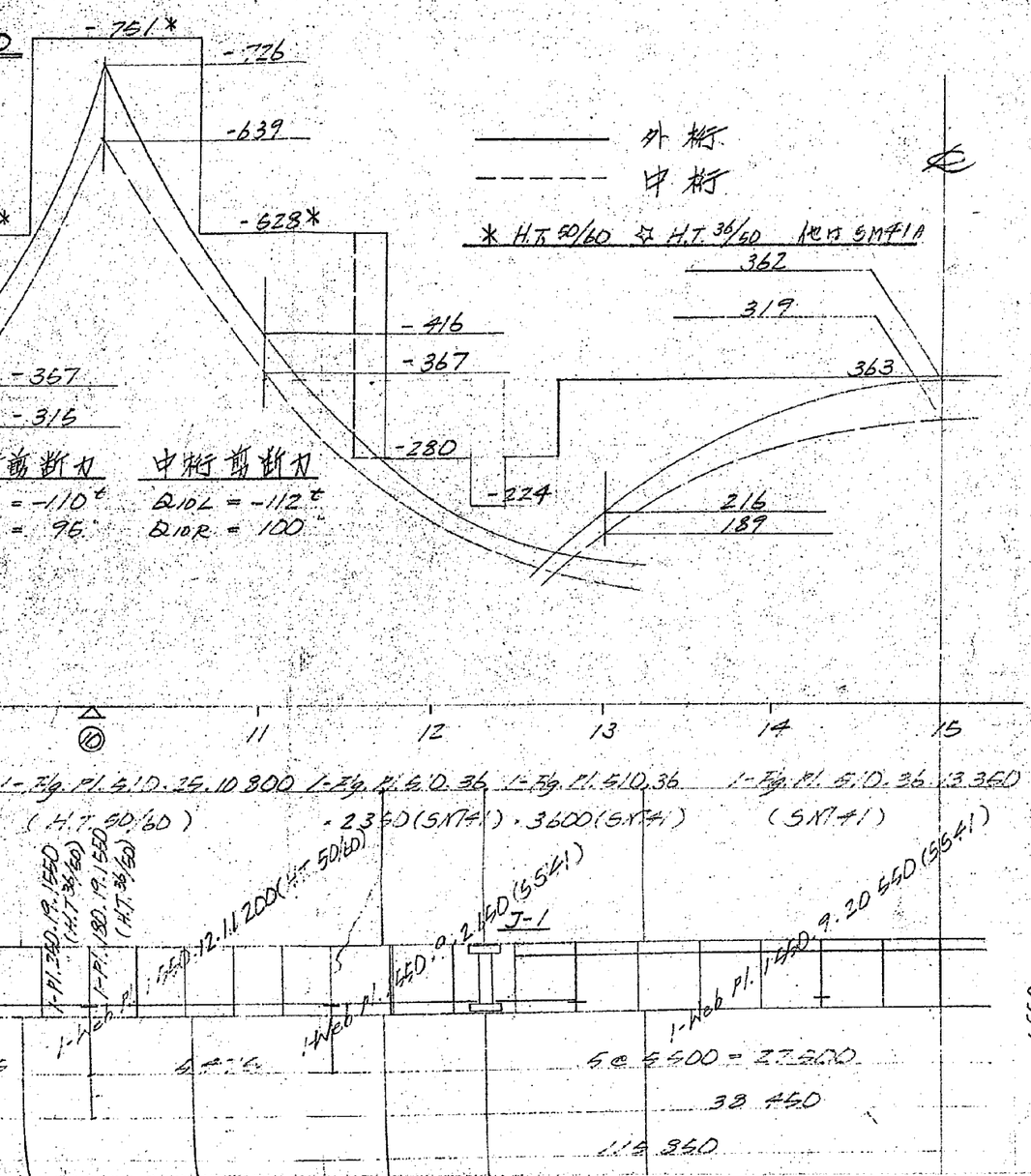
中桁剪断力

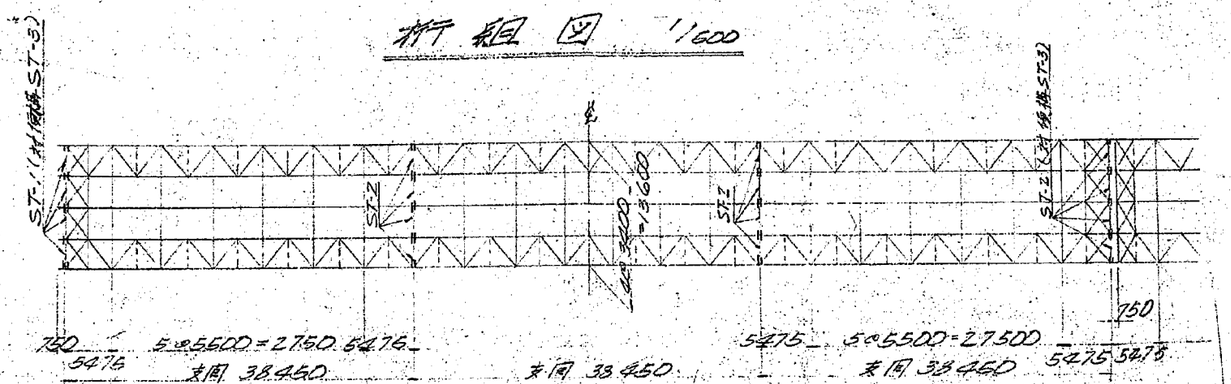
$Q_{10L} = -112^t$
$Q_{10R} = 100^t$

1 2 3 4 5 6 7 8 9 ⑩ 11

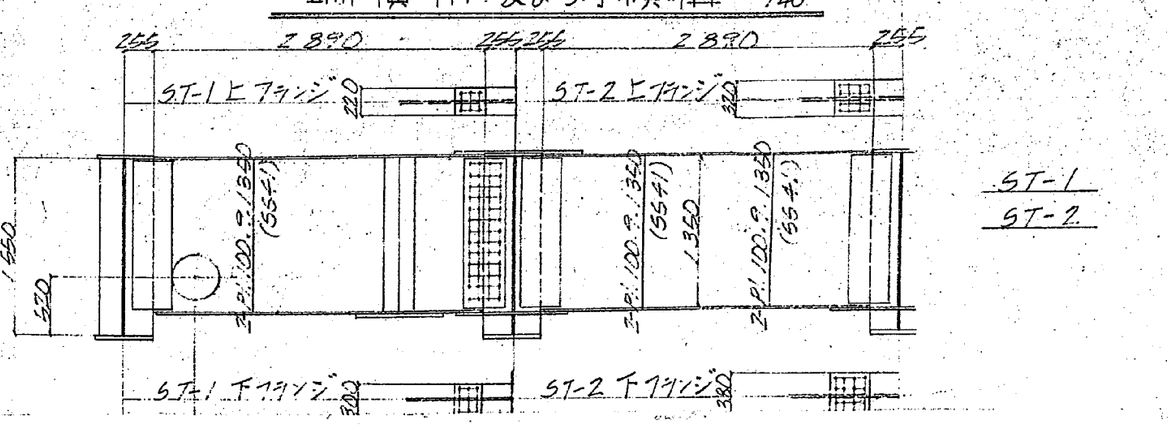
1-Fg. Pl. 510. 38. 2475 (H.T. 36/60)
1-Fg. Pl. 510. 36
1-Fg. Pl. 510. 38. 17350 (H.T. 36/60)
1-Fg. Pl. 510. 28
1-Fg. Pl. 510. 28
1-Fg. Pl. 510. 25. 10800 (H.T. 50/60)
(SM50 SM#1)
3200 (H.T. 36/60)
6125 (H.T. 36/60)
J-2
J-3
5@5500 = 27500
5475
38450

外桁
1/100

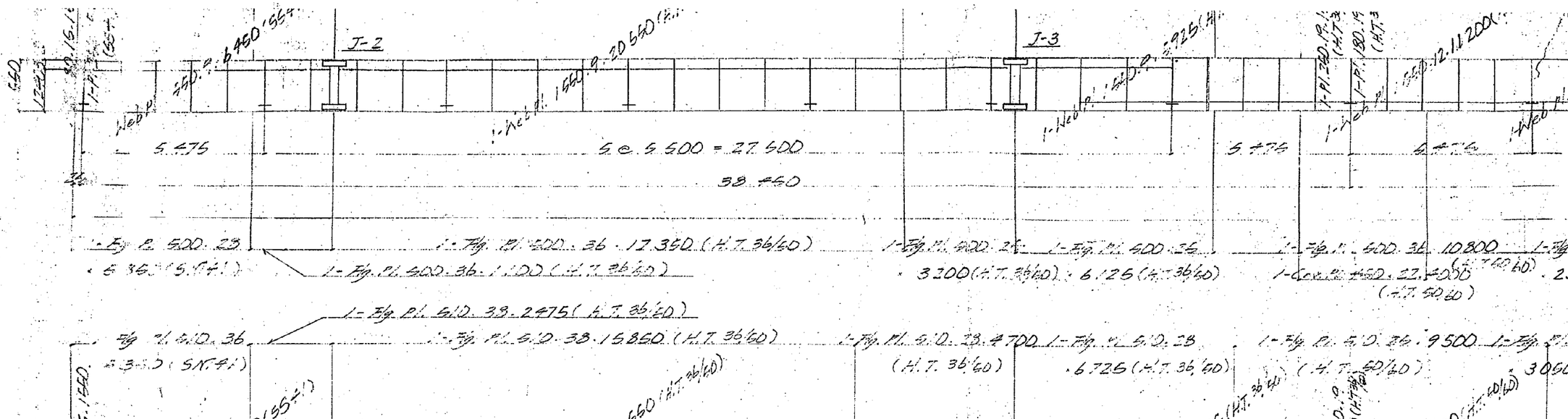




特記なき対傾構はST-4 破線はST-5



外桁
1/100

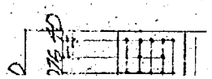


中桁
1/100

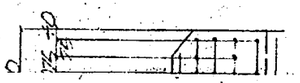
- Web Splice

4-Pl 180.9.760 (SS4 & H.T.36/60)
2-Pl 310.9.1130 (") Xマイナンジ

Xマイナンジ



Yマイナンジ

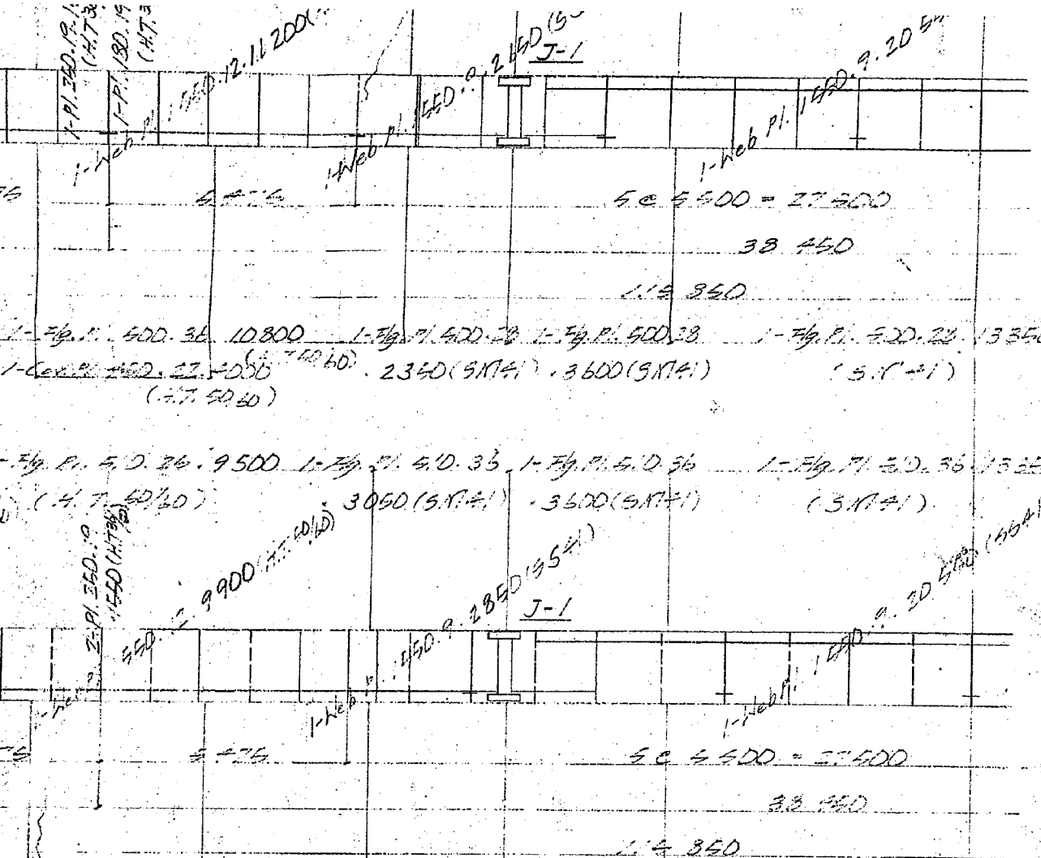


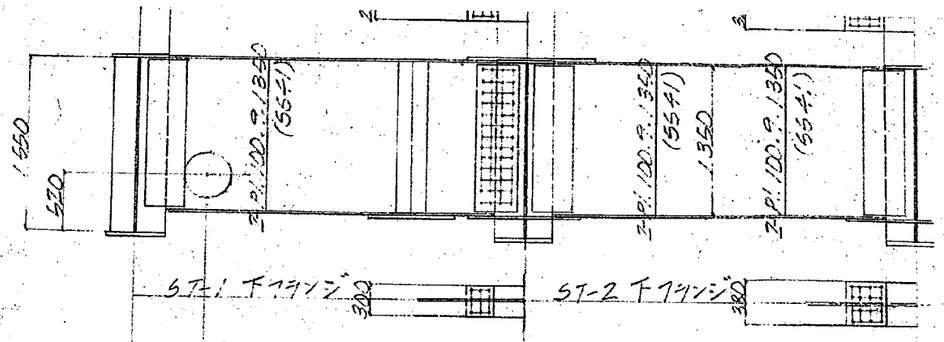
ST-1

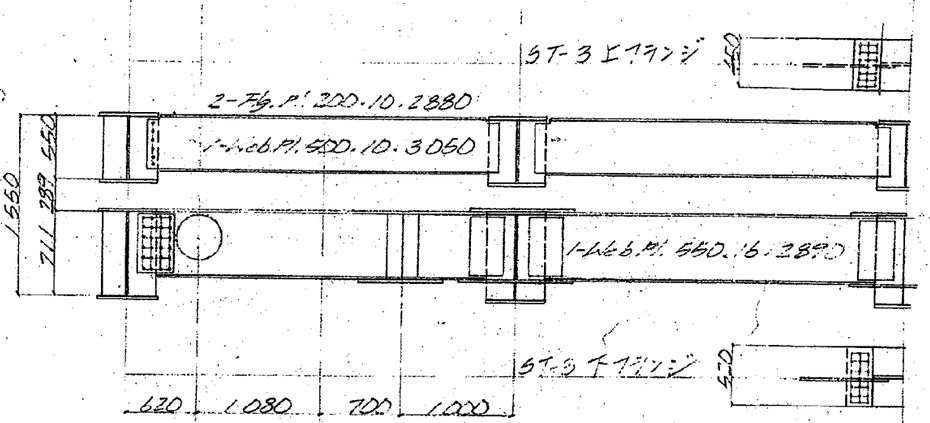
4-Fig.Pl.220.10.2890 (SS41)
4-Web Pl.1350.10.2890 (")
4-Fig.Pl.300.13 28.10 (")
3-Sol.Pl.220.10.970 (")
3- " 300.15.970 (")
16- " 310.9.1290 (")

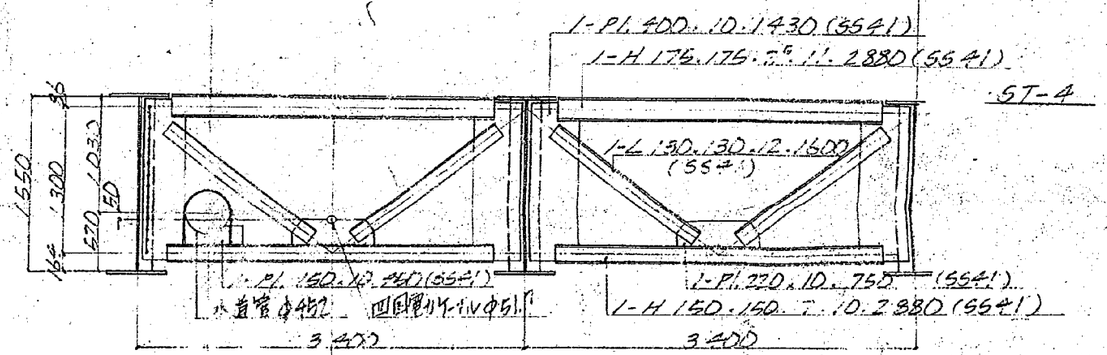
ST-2

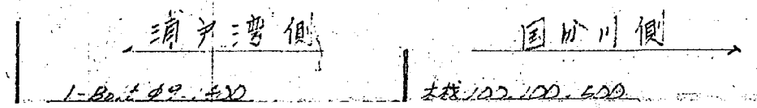
4-Fig.Pl.320.18.28
4-Web Pl.1350.10.
4-Fig.Pl.320.18.2
3-Sol.Pl.320.18.
3- " 380.18.
16- " 310.9.











ST-2

390 (SS41)	4-Fig. Pl. 320.18.2890 (H.T. 36/60)	
890 (")	4-Web Pl. 1350.10.2890 (")	
870 (")	4-Fig. Pl. 380.18.2390 (")	
970 (")	3-Spl. Pl. 320.18.1120 (")	
970 (")	3- " 380.18.1120 (")	
290 (")	16- " 310.9.1290 (")	

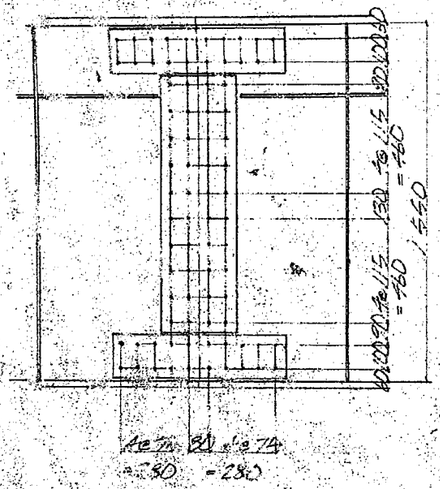
ST-3

8-Fig. Pl. 200.10.2880 (SS41)	
4-Web Pl. 500.10.3050 (")	
4-Fig. Pl. 450.28.2890 (H.T. 36/60)	
4-Web. Pl. 550.16.2890 (")	
4-Fig. Pl. 570.28.2890 (")	
3-Spl. Pl. 460.28.970 (")	

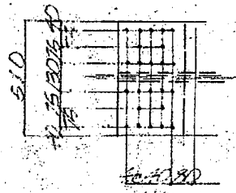
海水湾側	国分川側
1-Bolt φ22.L=50	基礎 100.100.500

Web Splice

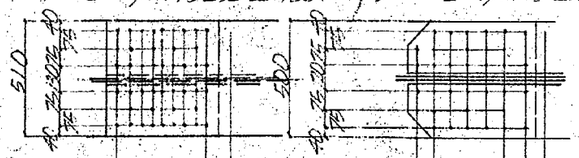
4-Pl. 180. 9. 760 (SS41 & H.T. 36/50)
2-Pl. 310. 9. 1130 (")



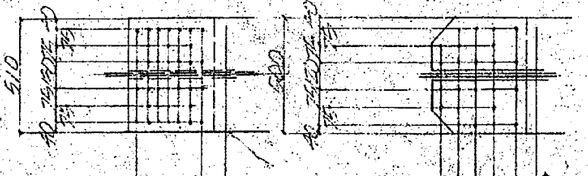
エンドインジ



1-Spl. Pl. 420. 19. 430 (SS41)
2-Spl. Pls 230. 22. 480 (")

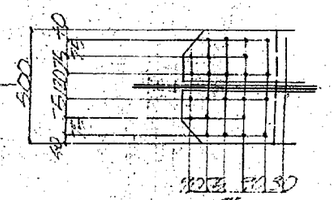


1-Spl. Pl. 510. 19. 500 (H.T. 36/50)
2-Spl. Pls 230. 22. 800 (")



1-Spl. Pl. 510. 19. 640 (H.T. 36/50)
2-Spl. Pls 230. 16. 640 (")

エンドインジ



1-Spl. Pl. 500. 14. 320 (SS41)
2-Spl. Pls 230. 16. 320 (")

1-Spl. Pl. 500. 19. 1120 (H.T. 36/50)
2-Spl. Pls 230. 22. 1130 (")

1-Spl. Pl. 500. 14. 320 (H.T. 36/50)
2-Spl. Pls 230. 16. 320 (")

J-1

J-2

J-3

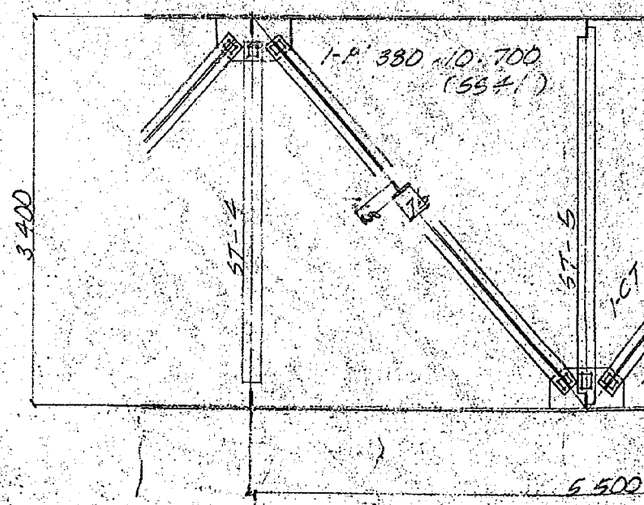
ST-1

4-Flg. Pl. 220. 10. 2890 (SS41)
4-Web Pl. 1550. 10. 2890 (")
4-Flg. Pl. 300. 13. 2810 (")
3-Spl. P. 220. 10. 970 (")
3- " 300. 15. 970 (")
16- " 310. 9. 1250 (")
12-Stiff. Pl. 120. 10. 350 (")
12- " 100. 9. 1350 (")
2-Sole Pl. 400. 22. 810 (")

ST-2

4-Flg. Pl. 320. 18. 28
4-Web Pl. 1360. 10
4-Flg. Pl. 380. 18. 2
3-Spl. Pl. 320. 18.
3- " 380. 18.
16- " 310. 9.
12-Stiff. Pl. 180. 16.
12- " 100. 9.
2-Sole Pl. 800. 22

下横構



注。特記ない垂直補剛材はすべて 1-Pl. 120. 9 (SS41)
。水平補剛材はすべて 1-Pl. 410. 9 (SS41)
。板厚 t ≦ 22 mm SS41 HT 36/50A HT 50/60A
t 22 SM41A HT 36/50B HT 50/60B

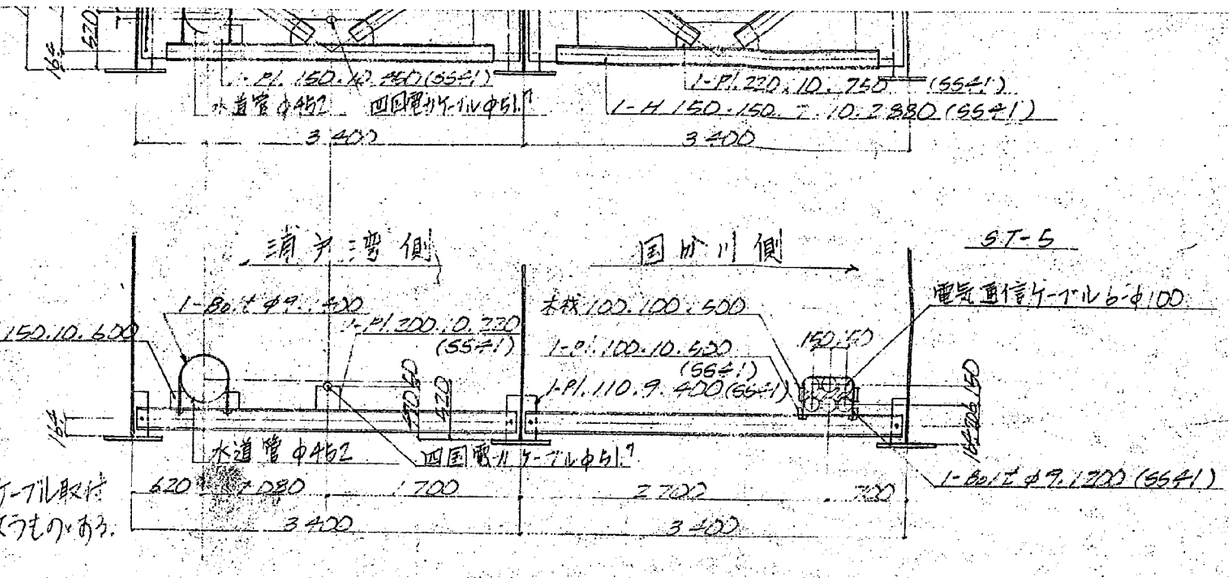
(SS41)	4-Fig.Pl.320.18.2870 (H.T.36/60)	8-Fig.Pl.210.10.2580 (SS41)
〃	4-Web Pl.1350.10.2870 (〃)	4-Web Pl.500.10.3060 (〃)
〃	4-Fig.Pl.380.18.2870 (〃)	4-Fig Pl.450.28.2870 (H.T.36/60)
〃	3-Sol.Pl.320.18.1120 (〃)	4-Web.Pl.540.16.2870 (〃)
〃	3- 〃 380.18.1120 (〃)	4-Fig.Pl.520.28.2870 (〃)
〃	16- 〃 310.9.1290 (〃)	8-Sol.Pl.450.28.970 (〃)
〃	12-Stiff Pl.180.16.1360 (SS41)	3- 〃 620.28.970 (〃)
〃	12- 〃 100.9.1360 (〃)	16- 〃 310.9.630 (〃)
〃	2-Sole Pl. 800.22.800 (〃)	12-Stiff Pl.180.16.650 (SS41)
		2-Sole Pl. 400.22.800 (〃)

ST-2

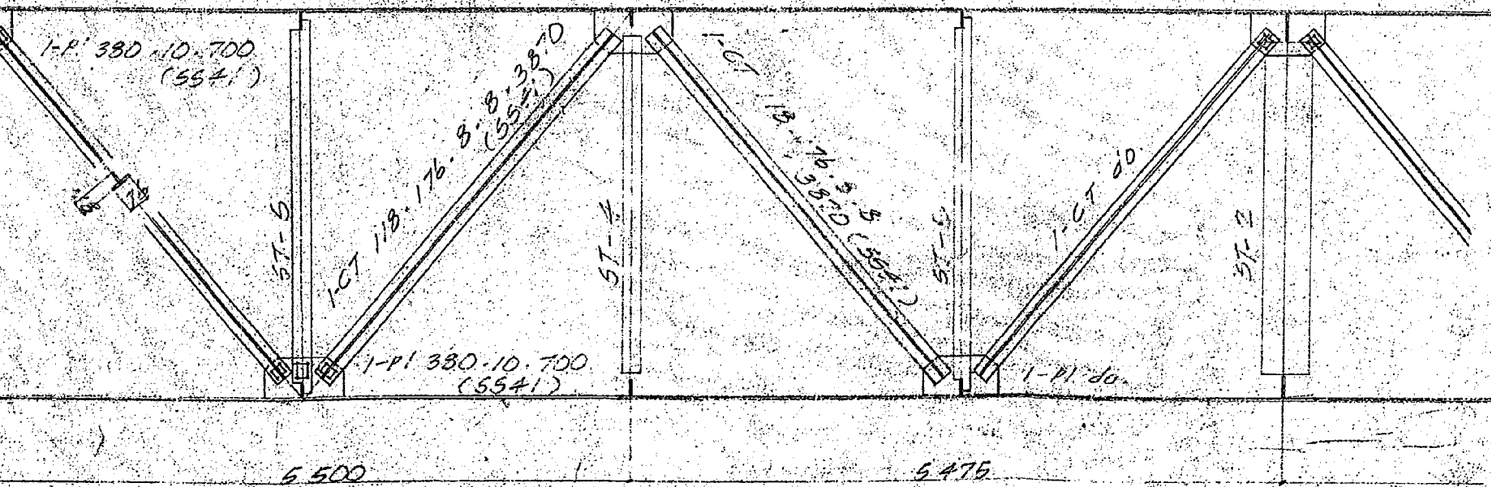
ST-3

ST-4, ST-5

図示の通り 但しST-4の電信ケーブル取付(国分川側)の要領はST-5に倣うものとする.



下横構 1/40

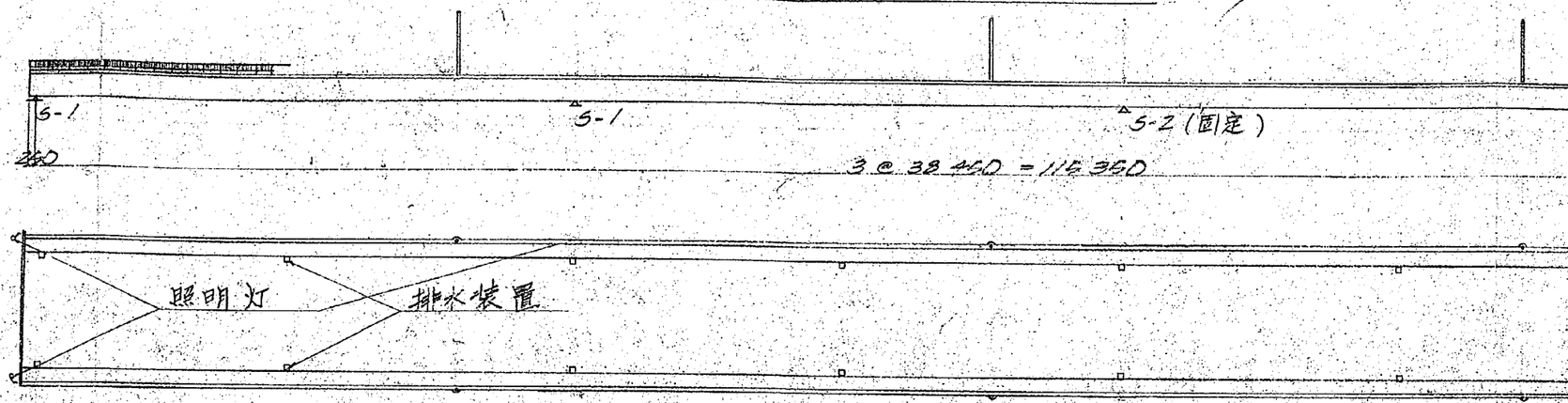


新青柳橋基本計画資料作成

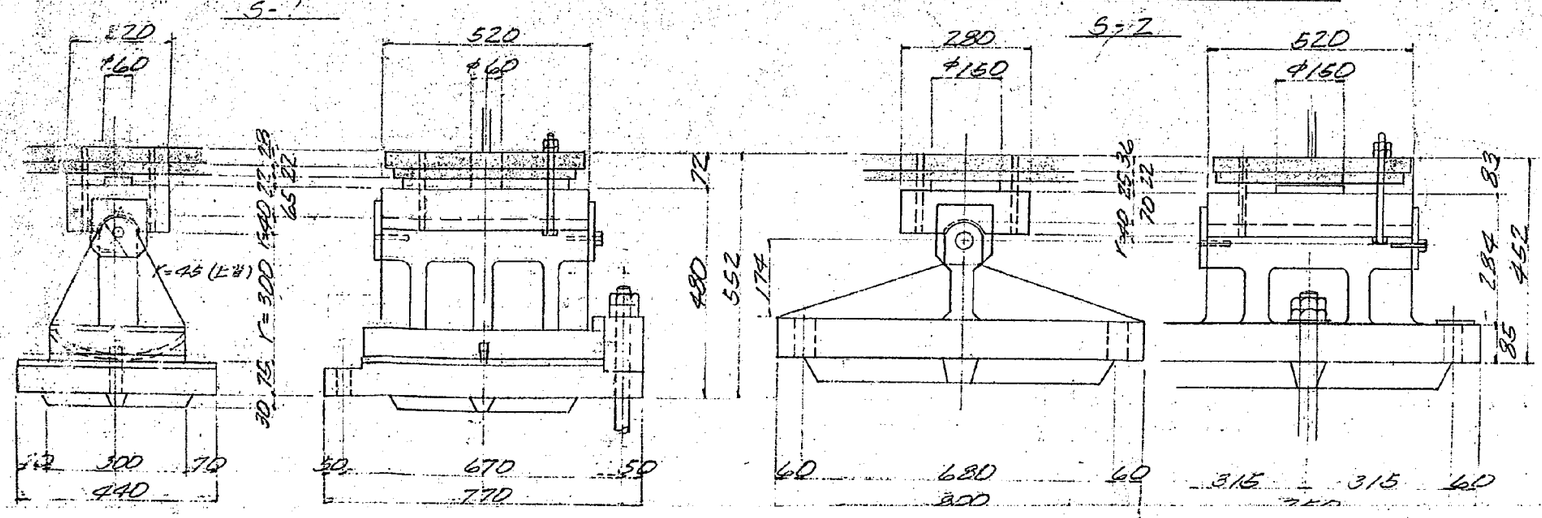
図名	斗之栄 上部構造概要図
予算名	
路線箇所	一般地方道主要地方道御前崎仁藤田線 高知東海岸線
設計	
備考	

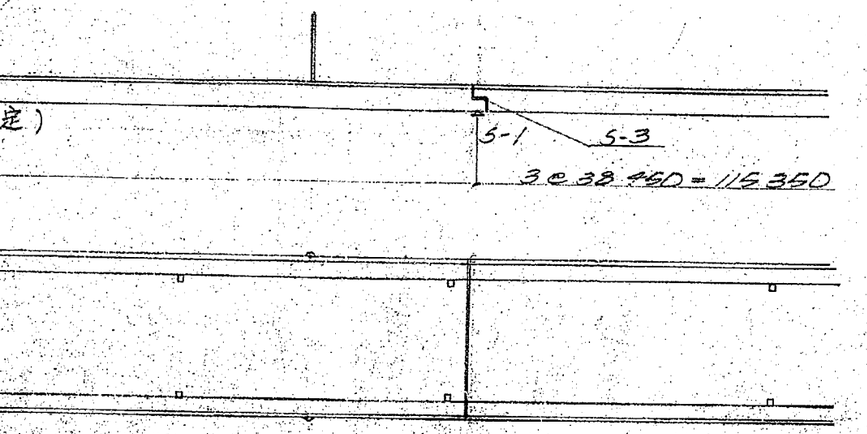
建設省土木

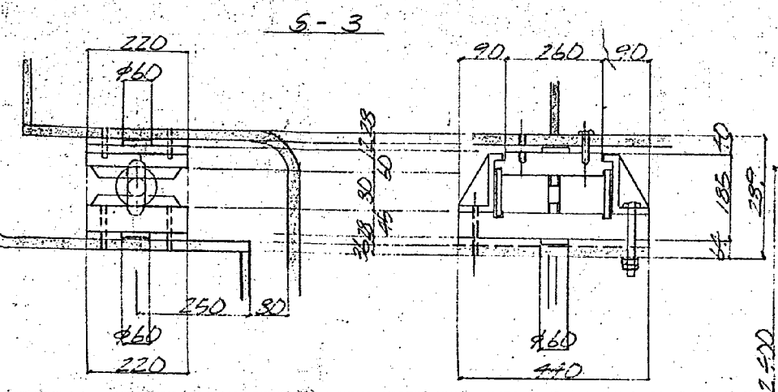
附属物配置図 1/300



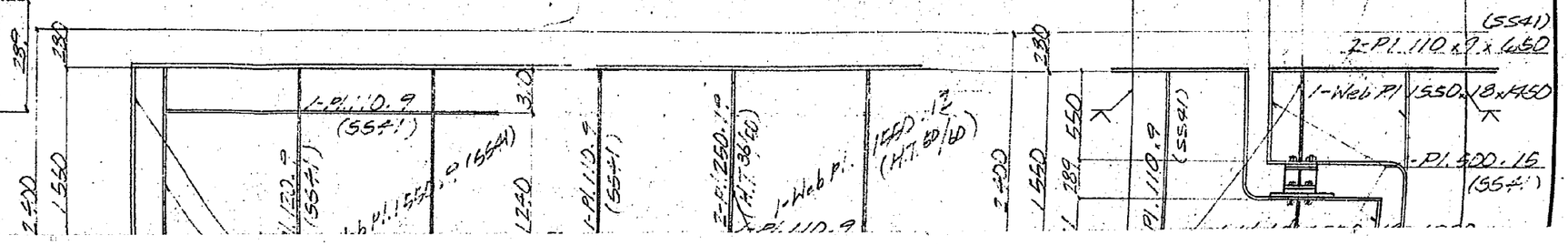
支承省 1/10

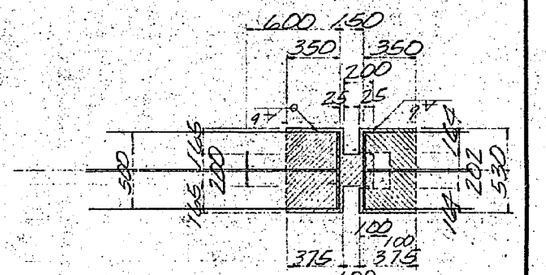


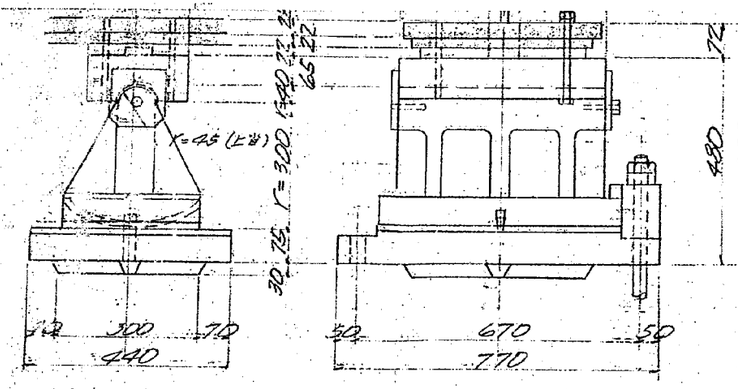

S-1
S-3
3@38 450=1150 350


S-3
220
φ60
90
260
90
250
80
φ60
220
φ60
440

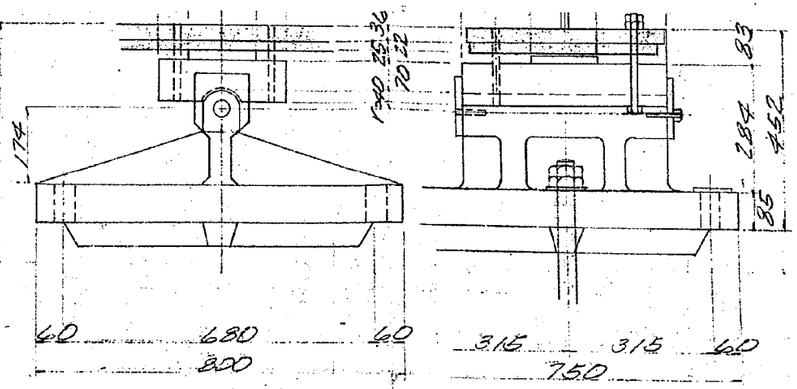
主桁側面図 1/30


1-Pl. 10.9 (SS41)
1-Pl. 10.9 (SS41)
1-Web Pl.
1550 (H.T.B 10/10)
1-Pl. 10.9 (SS41)
1-Web Pl. 1550×18×4450
2-Pl. 110×9×4450 (SS41)
-Pl. 500.15 (SS41)
Pl. 110.9 (SS41)

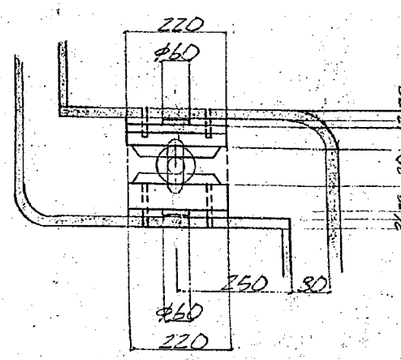

600 150
350 350
200
25 25
375 375
100 100
100
1-Pl 575×38×530 (SM41)
1-Pl 375×38×530 (SM41)



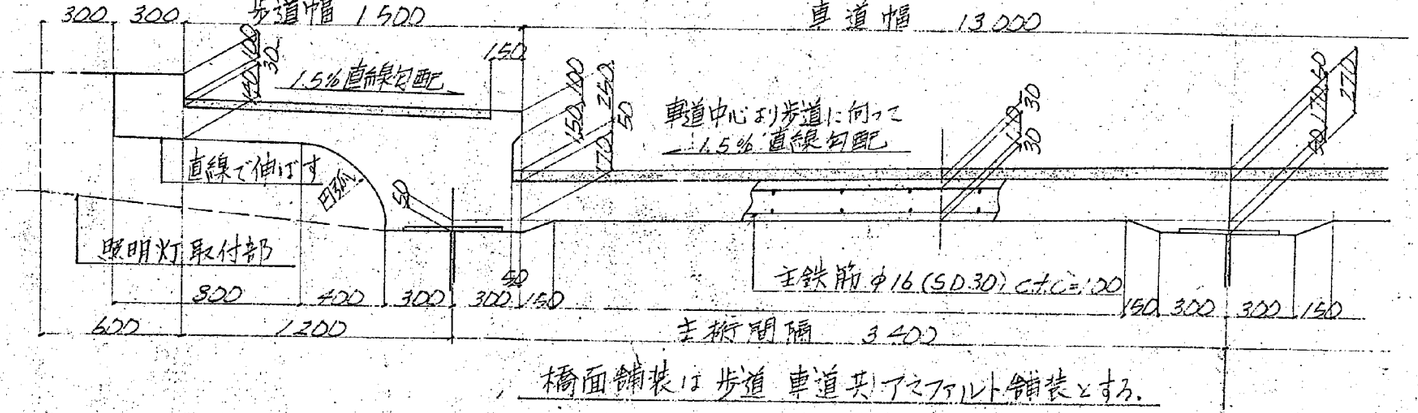
アンカーボルト 2-φ38・700 (SS41)



アンカーボルト 6-φ42・700 (SS50)

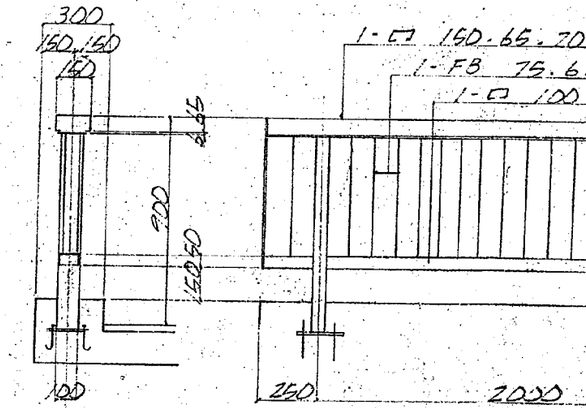


床版 1/20



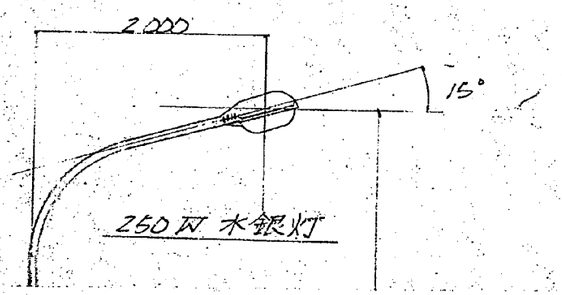
橋面舗装は歩道 車道共アスファルト舗装とする.

高欄

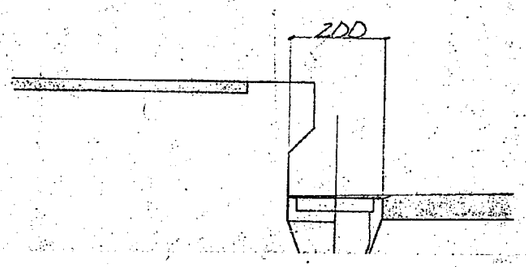


注 高欄材の材

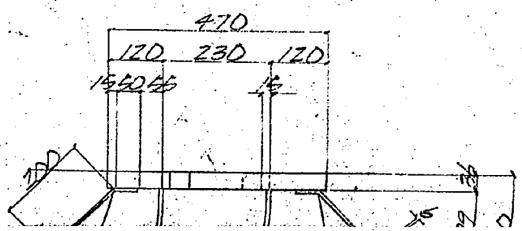
照明灯 1/40

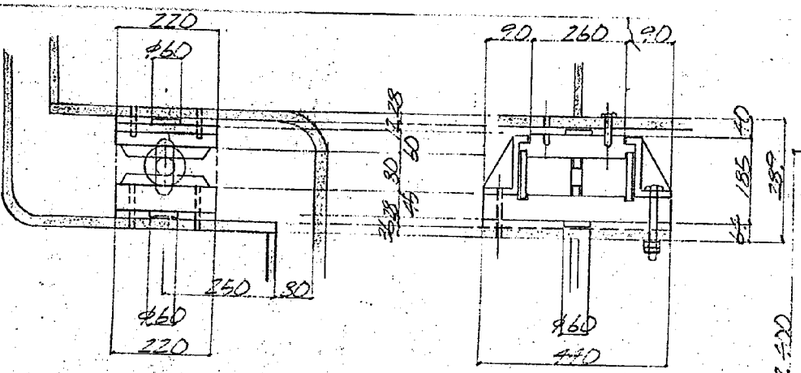


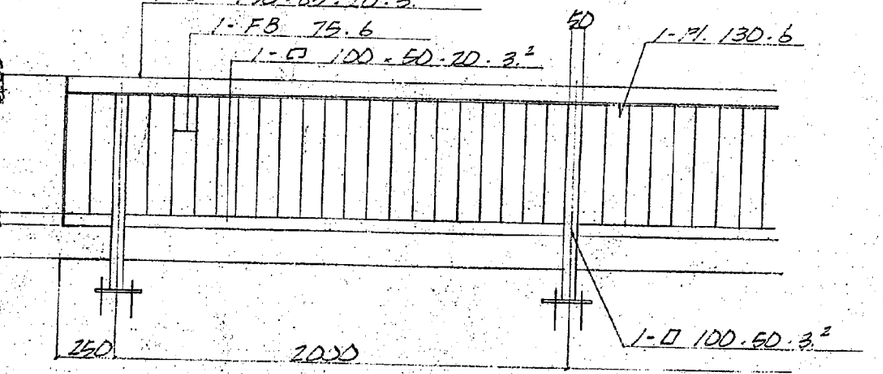
排水装置 1/10



伸縮継手 1/10



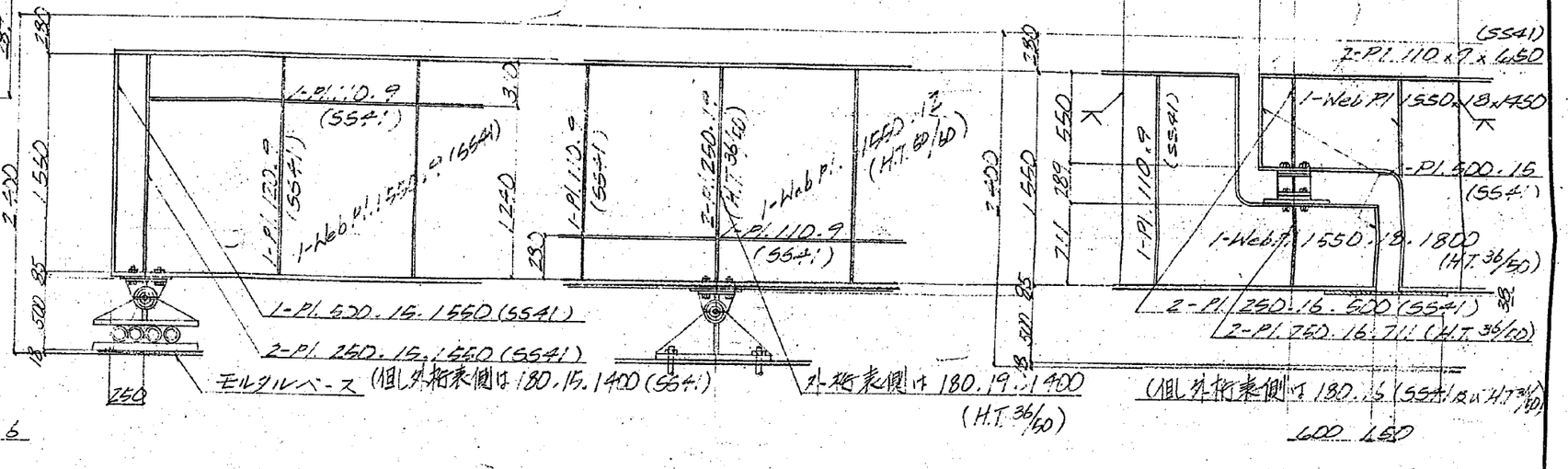


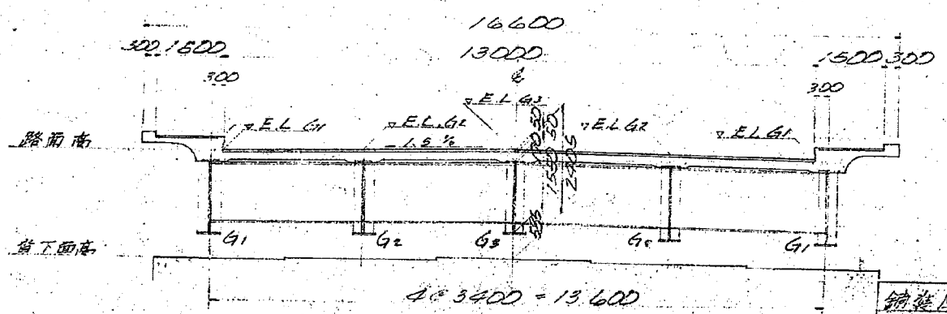


高 欄 1/20

注. 高欄材の材質はすべて SS41 相当品とする

1/10





鋪装厚	50
床版	170
ハンチ	50
腹板	1550
当て板	585
合計	2405

材 料 表

橋面積 16.346.9 = 5550 m²

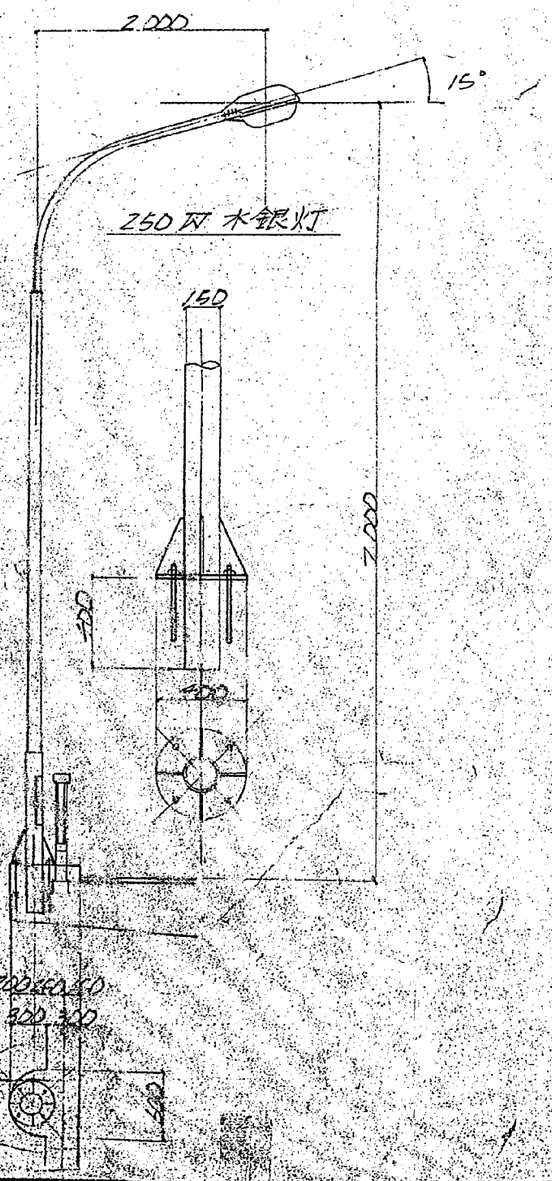
材料	種別	床 版	鋼構造
コンクリート	合計(m³)	1220	——
	m³/m²	0.220	——
鉄筋	合計(t)	219.0	——
	t/m²		

路面高	E.L		
	G1	G2	G3
Aw (AM)	5 702.5	5.949	6.000
P1 (P8)	6 241.5	6.294	6.345
P2 (P7)	6 503.5	6.550	6.601
P3 (P6)	6 674.6	6 721	6 772
P4 (P5)	6 759.6	6.806	6.856

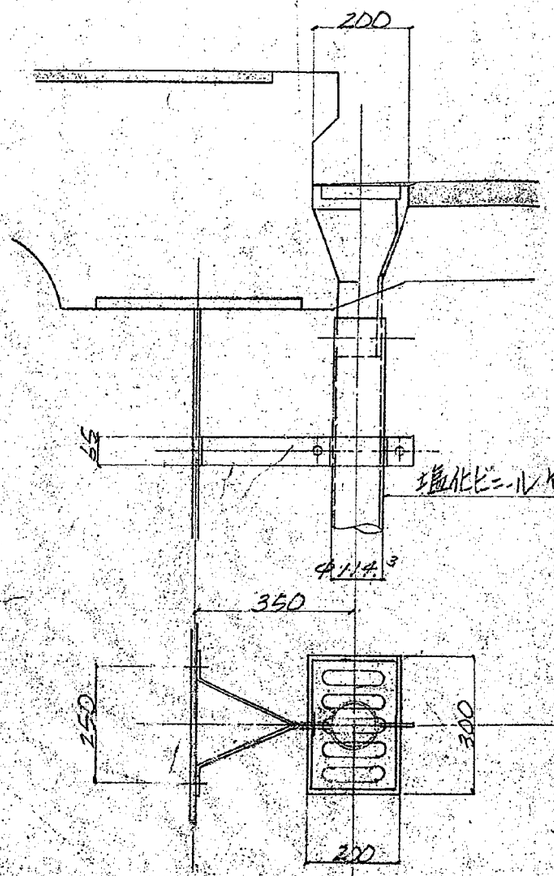
桁下面高	E.L		
	G1	G2	G3
Aw (AM)	3493	3544	3595
P1 (P8)	3 338	3 889	3 940
P2 (P7)	4 014	4 145	4 196
P3 (P6)	4 265	4 316	4 367
P4 (P5)	4 350	4 401	4 452

鉄 断 面

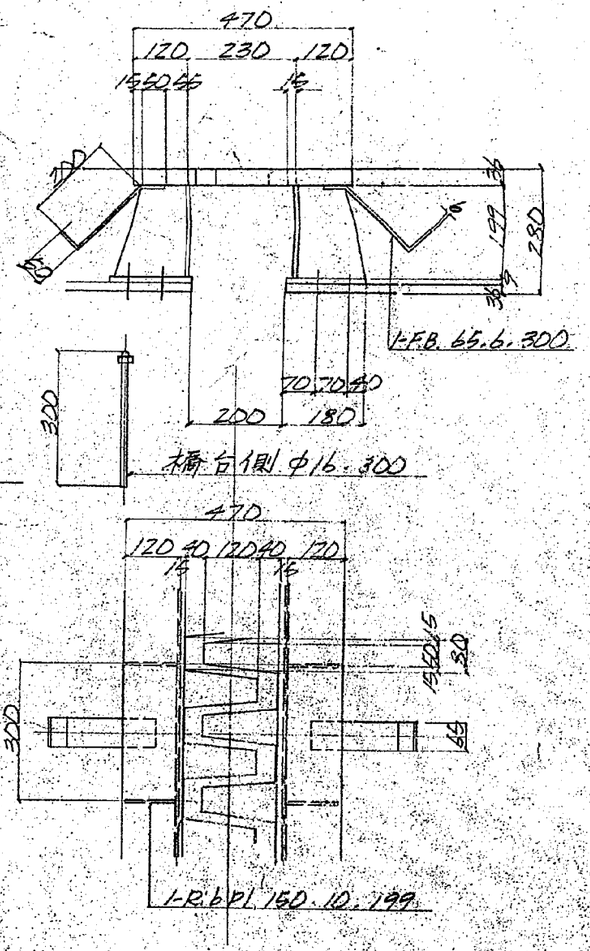
照明灯 1/40



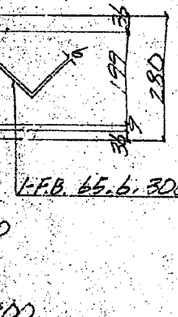
排水装置 1/10



伸縮継手 1/10



1/10



材 料 表

橋面積 16×346.9 = 5550 m²

材料 ＼ 種別		床版	鋼構造
コンクリート	合計(m³)	1220	——
	m³/m²	0.220	——
鉄筋	合計(t)	219.0	——
	t/m²	0.039	——
鋼材	SS41	——	240.9
	SM41A	——	140.2
	HT 36/50A	——	146.8
	HT 36/60B	——	242.1
	HT 50/60A	——	53.5
	HT 50/60B	——	48.4
	SV34	——	2.0
	SV41	——	1.7
	合計(t)	——	875.6
	kg/m²	——	158

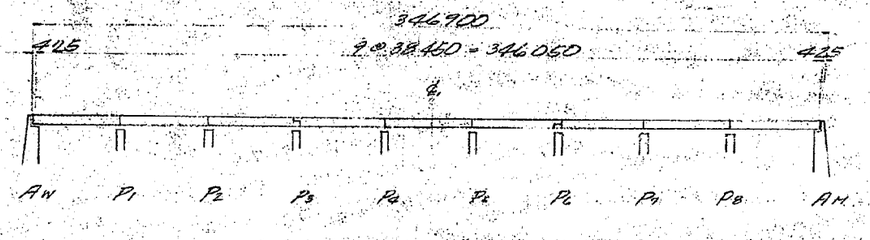
注. 鋼桁には支承 伸縮装置 高欄等を含まず.

路面高	E.L		
	G1	G2	G3
A_W (AN)	5.902	5.949	6.000
P_1 (P8)	6.247	6.294	6.345
P_2 (P7)	6.503	6.550	6.601
P_3 (P6)	6.674	6.721	6.772
P_4 (P5)	6.759	6.806	6.855

沓下面高	E.L		
	G1	G2	G3
A_W (AN)	3.493	3.544	3.595
P_1 (P8)	3.838	3.889	3.940
P_2 (P7)	4.014	4.145	4.196
P_3 (P6)	4.265	4.316	4.367
P_4 (P5)	4.350	4.401	4.452

ハリ	50
腹板	1550
沓、メカリブ	585
合計	2405 m

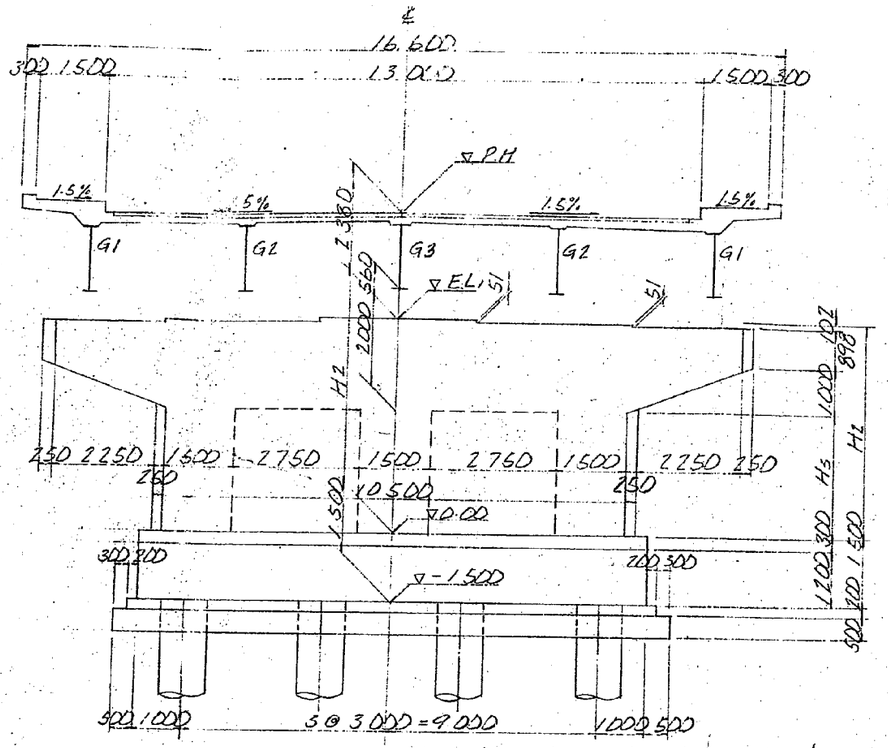
縦断図



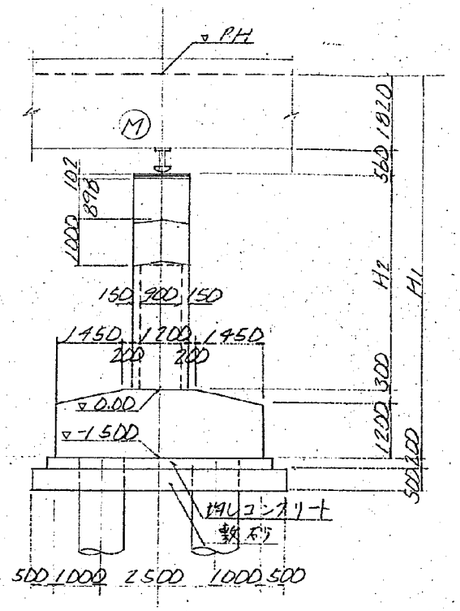
新青柳橋基本計画資料作成			
図名	其之参 上部構造概要図		
予算名			
路線箇所	服地千葉 II-3-6 南側区 仁井田線 西条市布施町～南股江		
設計	——	審査	——
備考		図番	2-3.
建設省	土木研究所		

P_3, P_4 可動橋脚 S=1:100

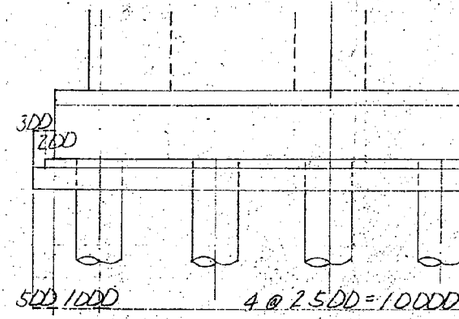
正面図 (P3)



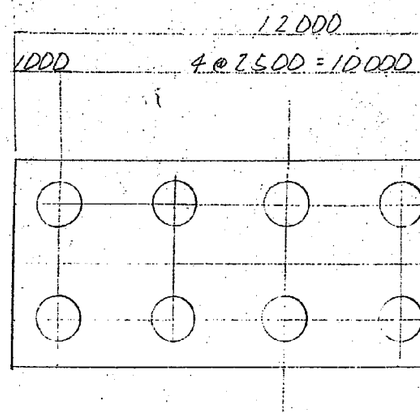
側面図



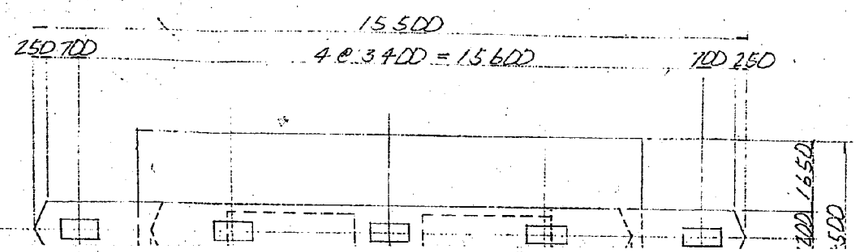
正面図 (P4)



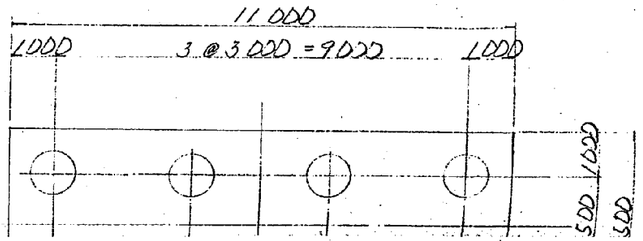
基礎杭配置図



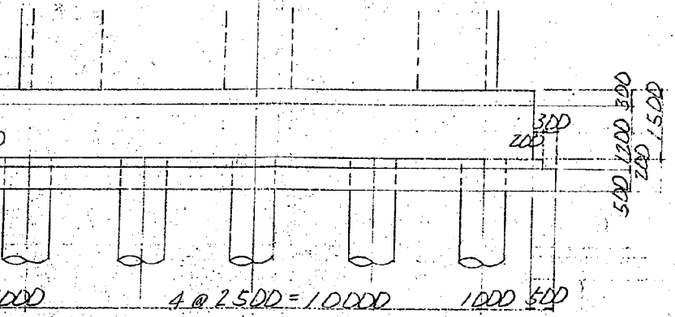
平面図



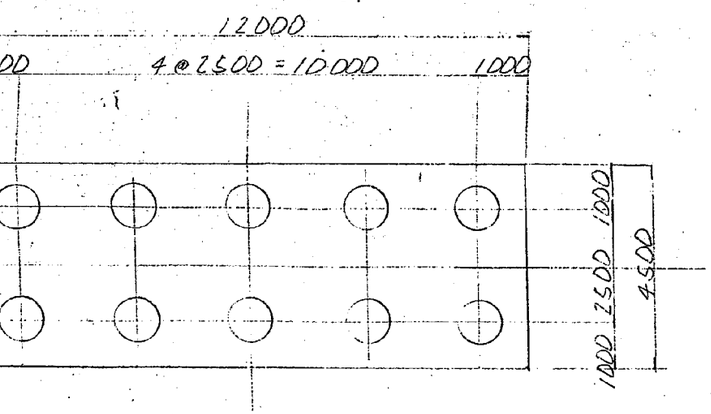
基礎杭配置図



正面図 (P4)

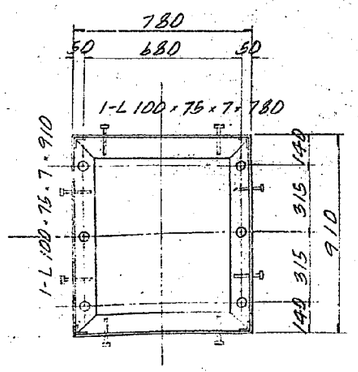


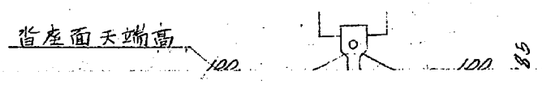
基礎杭配置図



躯体頂部詳細図

S=1:20





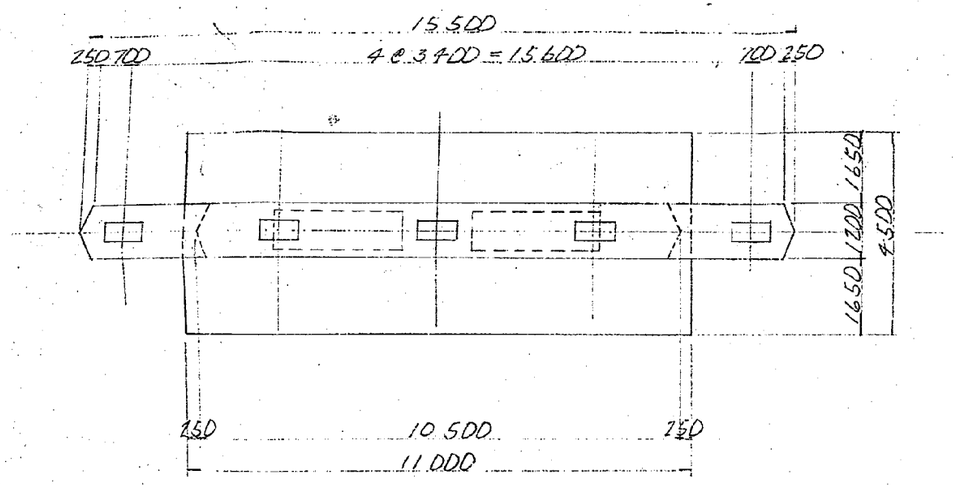
橋面積 = 16.0×346.9 = 5550.7 m²

細目	細別		単位	AW	P3	P4	P5	全橋分	摘要
基礎構造	くい本数	鉛直		7-33.500	8-33.500	10-34.500	2-34.500	1948.5	
		斜		—	—	—	10-35.500	1242.0	
		計		—	—	—	—	3190.5	
	コンクリート		m³	184.1	210.4	278.7	213.0	2152.2	
	鉄筋		t	19.33	22.09	29.26	—	160.45	
	鋼杭		"	—	—	—	115.5	337.5	
	コンクリート		m³/m²	0.0331	0.0379	0.0502	0.0384	0.388	
	鉄筋		t/m²	0.00348	0.00398	0.00527	—	0.0289	
	鋼杭		"	—	—	—	0.0208	0.0612	
躯体およびフーチング	型枠		m²	400.7	149.0	155.3	166.7	2123.1	
			m²/m²	0.0721	0.0268	0.0280	0.0300	0.3821	
	鉄筋		t	9.38	5.92	8.43	13.87	97.5	
			t/m²	0.00169	0.00107	0.00152	0.00250	0.0176	
	コンクリート		m³	192.3	119.3	120.9	206.7	1629.2	
			m³/m²	0.0346	0.0215	0.0218	0.0372	0.294	

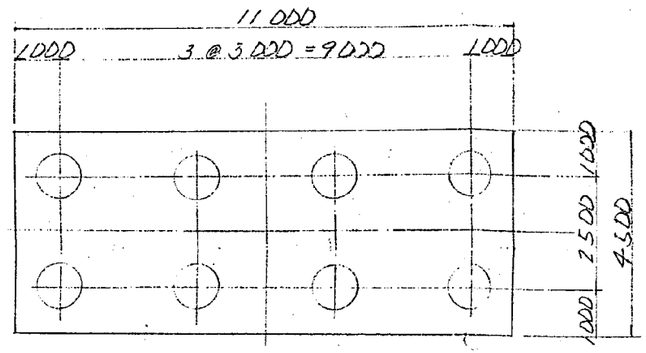
外力 断面力表

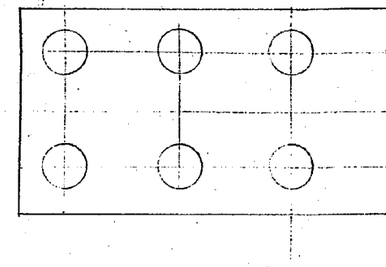
			単位	AW	P3	P4	P5	摘要
フーチング長さ			m		11.000	12.000	12.000	
〃 幅			〃		4.500	4.500	4.000	
〃 厚さ			〃		1.500	1.500	1.700	
平行	フーチング頂面	N	t	〃	459.55	597.57	625.13	
	〃	M	t·m		168.52	210.66	2099.19	
	〃	S	t		45.65	53.56	338.69	

平面図

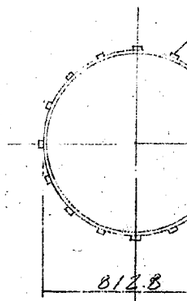


基礎杭配置図





杭頭部
S=1/

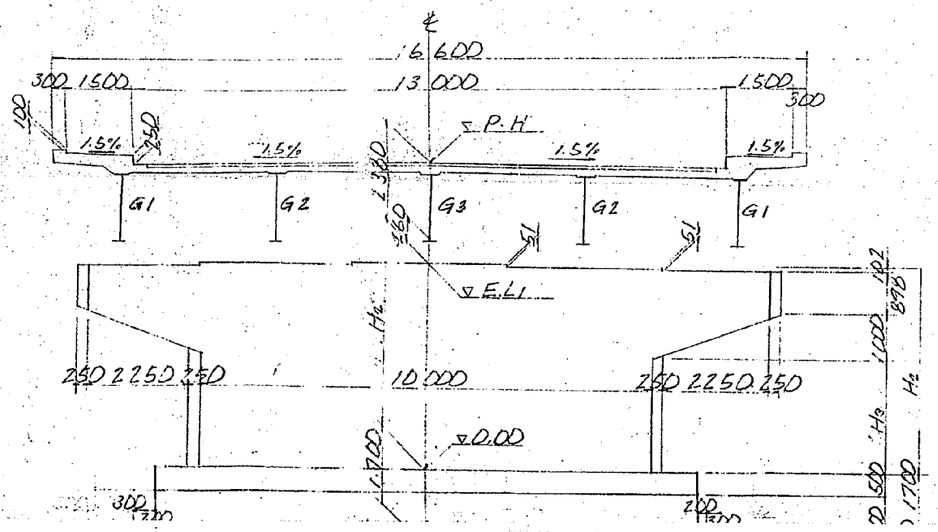


寸法表

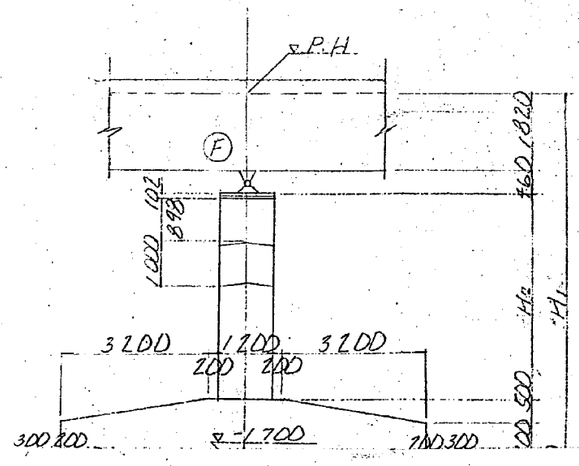
名称 / 箇所	P1	P2	P4
P.H	6.345	6.772	6.857
E.L1	3.965	4.392	4.477
H1	7.845	8.272	8.357
H2	3.965	4.392	4.477
H3	1.965	2.392	2.477

P6 固定橋脚 S=1/100

正面図



側面図

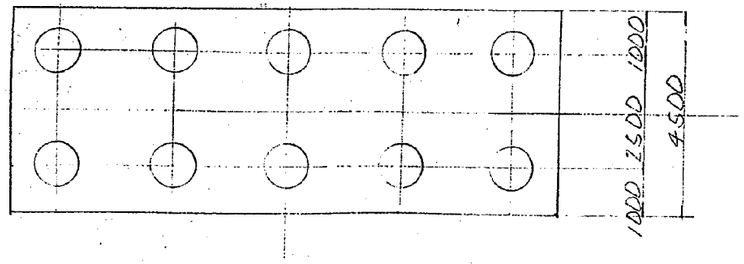


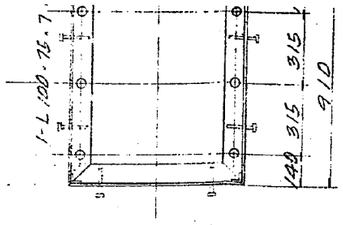
路面高

橋台 / 橋脚 / 桁番号	G1	G2	G3
AW, AM	6.157	5.949	6.000
P1, P8	6.502	6.294	6.345
P2, P7	6.758	6.550	6.601
P3, P6	6.929	6.721	6.772
P4, P5	7.014	6.806	6.857

当座天端高

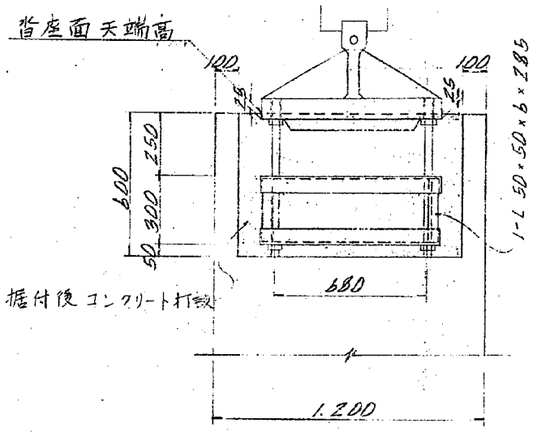
橋台 / 橋脚 / 桁番号	G1	G2	G3
AW, AM	3.518	3.569	3.620
P1, P8	3.863	3.914	3.965

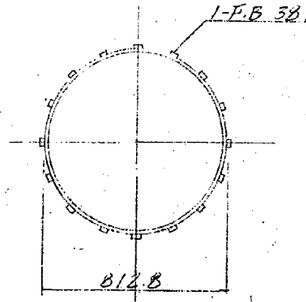




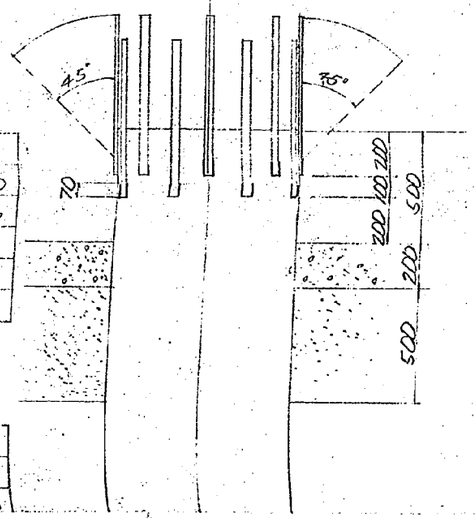
杭頭部詳細図

S= 1/20





	P4
2	6.857
2	4.477
2	8.357
2	4.477
2	2.477

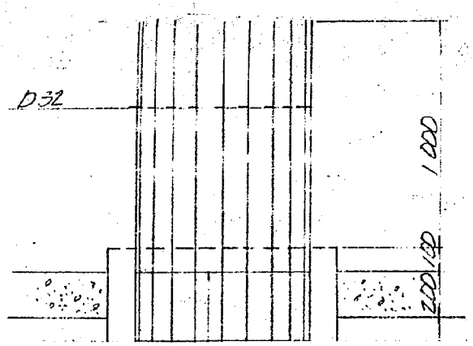


G2	G3
949	5.000
294	6.345
650	6.601
721	6.772
806	6.857

2	G3
69	3.620
14	3.965

杭頭部詳細図

S= 1/20

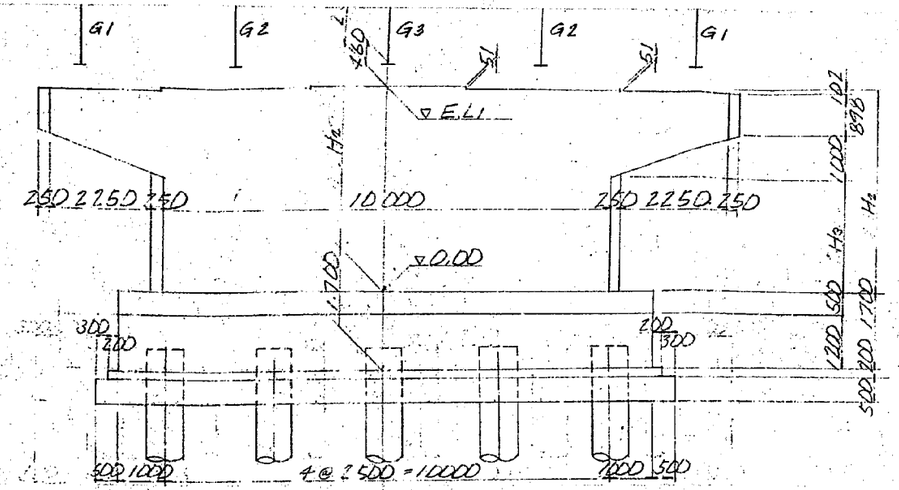


外力 断面力表

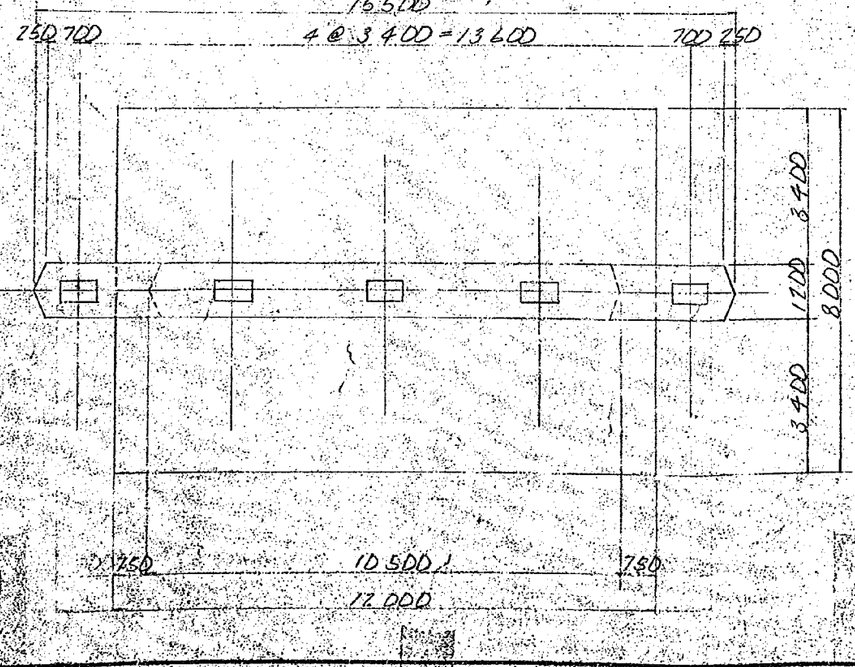
			単位	Aw	P_3	P_4	P_5	摘要
フーチング 長さ			m		11000	12000	12000	
〃 幅			〃		4500	4500	5000	
〃 厚さ			〃		1500	1500	1700	
フーチング	地震時	平行	フーチング頂面	N	t	459.35	597.57	625.13	
			〃	M	t·m	168.52	210.66	2099.19	
			〃	S	t	45.65	53.56	338.69	
		直角	〃	N	〃	459.35	597.57	625.13	
			〃	M	t·m	600.16	809.50	817.36	
			〃	S	t	107.15	137.86	144.09	
		平行	フーチング底面	N	〃	544.09	690.03	800.81	
			〃	M	t·m	261.49	317.72	2661.87	
			〃	S	t	80.38	91.45	410.69	
		直角	〃	N	〃	544.09	690.03	800.81	
			〃	M	t·m	785.38	1043.01	1088.14	
			〃	S	t	141.82	175.75	216.09	
くい本体	常時		作用軸力	N	t	108.00	106.60	105.00	
	地震時	平行	最大作用軸力	N	〃	94.10	89.30	163.50	
			モーメント	M	t·m	34.33	31.10	53.56	
			せん断力	S	t	10.10	9.15	15.70	
			くい頭変位	δ	cm	0.47	0.44	1.12	
		直角	最大作用軸力	N	t	107.30	110.70	102.20	
			モーメント	M	t·m	64.27	63.91	61.18	
			せん断力	S	t	17.70	17.60	18.00	
			くい頭変位	δ	cm	0.86	0.85	1.29	

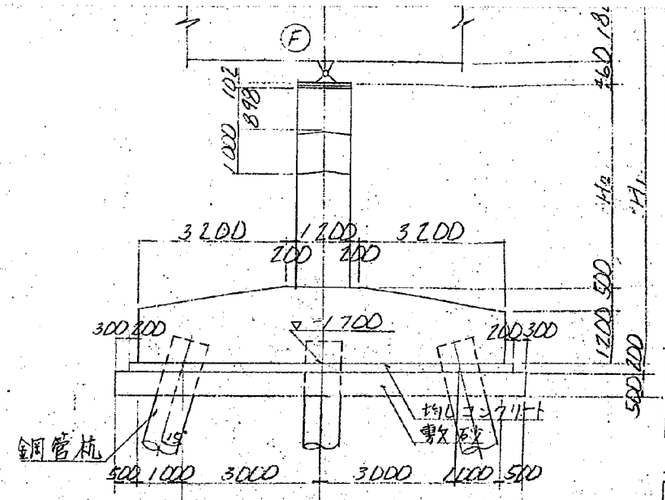
設計条件表

上部構造	1	橋の等級	1等橋 (TL-20)
	2	幅員 支間	1.5+12.0+1.5 φ38.45
	3	橋種型式	三径間連続プレートガーダー
	4	支承	可動 (ロッカー)
	5	架設方法	ケーブルエレクション
	1	橋型 躯体	壁式橋脚

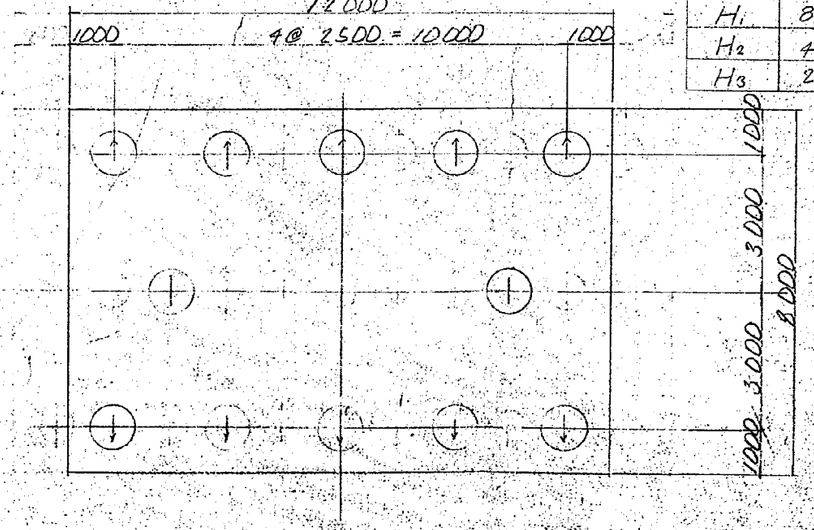


平面図





基礎杭配置図



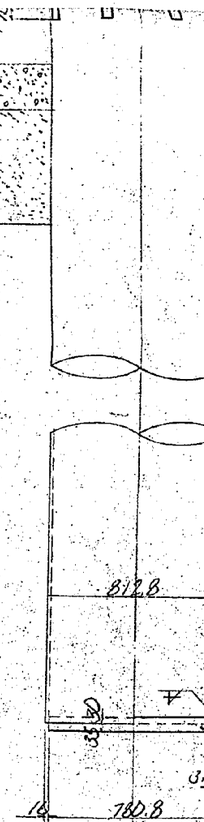
橋台 / 橋脚	G1	G2	G3
AW，AM	6.191	5.941	6.050
P1，P8	6.502	6.294	6.345
P2，P7	6.758	6.550	6.601
P3，P6	6.929	6.721	6.772
P4，P5	7.014	6.806	6.857

当座天端高．

橋台 / 橋脚	G1	G2	G3
AW，AM	3.518	3.569	3.620
P1，P8	3.863	3.914	3.965
P2，P7	4.119	4.170	4.221
P3，P6	4.290	4.341	4.392
P4，P5	4.375	4.426	4.477

寸法表

名称 / 橋脚	P2	P5
P.H	6.601	6.857
E.L1	4.221	4.477
H1	8.301	8.557
H2	4.221	4.477
H3	2.221	2.477



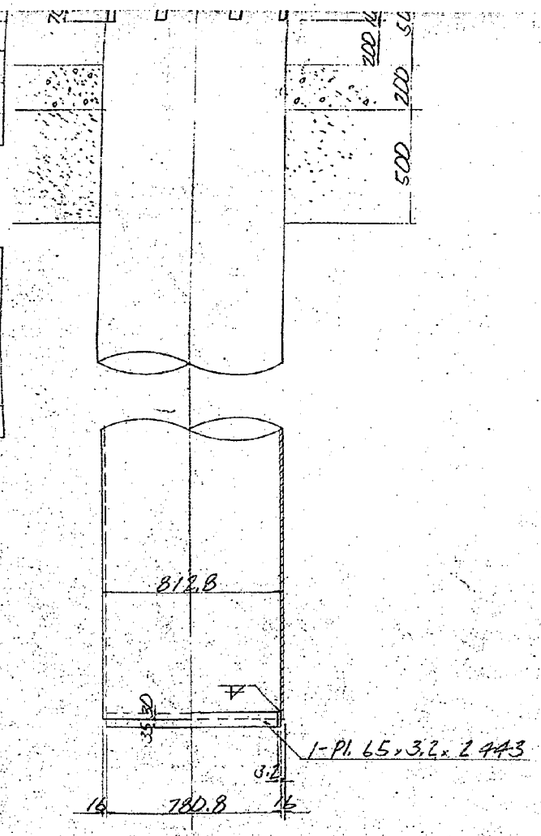
杭縦手詳細

S=1/20

94	6.345
60	6.601
21	6.772
06	6.857

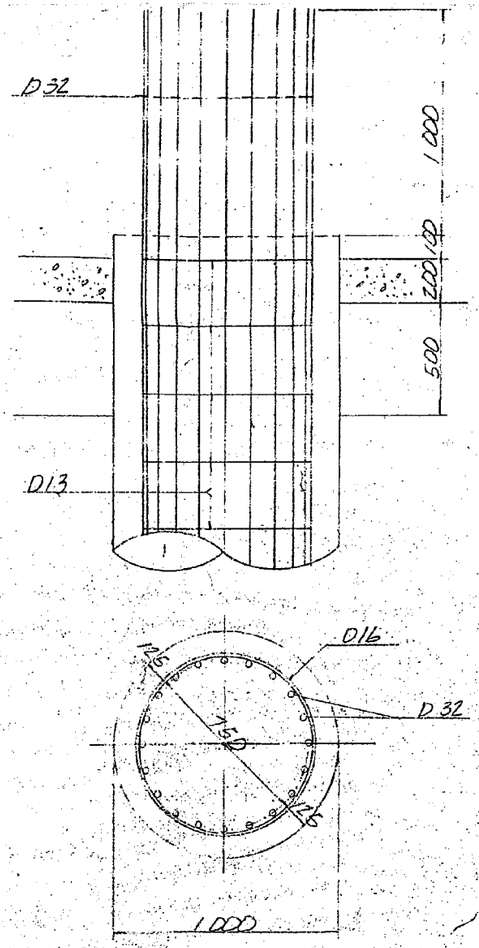
	G3
59	3.620
14	3.965
00	4.221
41	4.392
26	4.477

6.857
4.477
5.557
4.477
4.477



杭継手詳細図

S= 1/20



設計条件表

上部構造	1	橋の等級		1等橋 (TL-20)
	2	幅員支間		1.5+1.5+0.15 φ38.45°
	3	橋種型式		三主桁連続プレートガーダー
	4	支承		可動 (ロッカー)
	5	架設方法		ケーブルエレクション
下部構造	1	杭型種式	躯体	壁式橋脚
			基礎	現場打ちコンクリート杭, 鋼管杭
	1	設計荷重	上部構造からの荷重	死荷重
				活荷重
				衝撃
			震度	水平 0.2 鉛直 0.1
	3	支点の鉛直許容力		20tf (常時)
	4	コンクリート	躯体	σck 240 kg/cm²
			基礎	σck 240 kg/cm²
	5	鉄筋	躯体	SD30 (1800 kg/cm²)
			基礎	SD30 (1800 〃)
	6	支持地盤		砂礫層 (N≧50)
	7	許容支持力	常時	地震時
			φ1.0m 150 t/本	φ1.0m 225 t/本
			φ0.8m 115 〃	φ0.8m 185 〃

新潟海岸基本計画資料作成	
図名	上2架下部構造(橋台)一般図
予算名	
路線箇所	阪地方建設局 II-3-2 南部営繕事務所 南部営繕課～南阪江
設計	照査
備考	図番 2-千
建設省土木研究所	

新 青 柳 橋

基本計画資料

建 設 省 土 木 研 究 所

新 青 柳 橋 ア 3 案 概 略 設 計 計 算 書

昭 和 4 0 年 8 月

日 本 建 設 コ ン サ ル タ ン ト 株 式 会 社

新青柳橋 才3案 概略設計計算書

目　次

1. 概要
  1.1 設計概要 ---------- 1
  1.2 縦断曲線 ---------- 3
  1.3 設計条件 ---------- 5

2. 上部構造 -1 (3径間連続部)
  2.1 床版 ---------- 6
  2.2 主ゲタ ---------- 7

3. 下部構造 -1 (A1)
  3.1 一般構造寸法 ---------- 33
  3.2 鉛直、水平に対する安定 ---------- 34
  3.3 躯体 ---------- 36
  3.4 基礎構造 ---------- 38

4. 下部構造 -2 (P5)
  4.1 鉛直、水平に対する安定 ---------- 40
  4.2 躯体 ---------- 40
  4.3 基礎構造 ---------- 42

5. 下部構造 -3 (P4)
  5.1 鉛直、水平に対する安定 ---------- 45
  5.2 躯体 ---------- 46
  5.3 基礎構造 ---------- 47
  5.4 基礎杭の応力度検算 ---------- 53

6. 総括
  6.1 上部構造 ---------- 55
  6.2 下部構造 ---------- 57

1. 概要

1.1. 設計概要

1.1.1. 上部構造

第3案は、3径間連続PCりた橋、(3@37.4m)×2であり、プレキャスト桁を製作し、架設後、橋脚上で順次カップリングケーブルで連結し、最終的に3径間連続桁とする。その施工順序は下記のごとくである。

1. プレキャスト下型桁を製作し、1次ケーブル（桁自重に相当するもの）
2. 第1径間、第2径間の桁架設後ケーブルカップリングを行い、カップリング部コンクリート及び中間支点上の床版を打設する。
3. カップリングケーブル（2次ケーブル）とカップリング目地部PC鋼材を同時に緊張する。更に中間支点上の床版縦締ケーブルを緊張する（プレキャスト桁のみ2径間連続桁）
4. 第3径間の桁を架設し、2スパン同様にコンクリート打設緊張する。（プレキャスト桁のみ3径間連続桁）
5. 場所打コンクリートを打設し、横緊張をする。床版目地コンクリート、附加荷重、活荷重は3径間連続桁に作用する。

次に、設計計算は下記の順序で行なう。

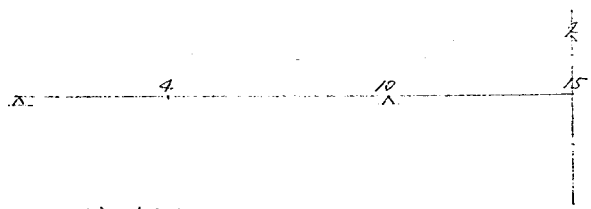
1. 単純桁架設時（1次プレストレス）

2. 3径間連続桁（すべり支プレストレス導入時）

3. 〃 （設計荷重作用時）

なお、2次不静定力については、自重およびプレストレスによる将来のクリープモーメントの計算は、プレキャスト桁製作後35日で、すべり支プレストレスを導入し、3径間連続桁にすると仮定して計算する。

応力を検討する断面は下図の通りである。

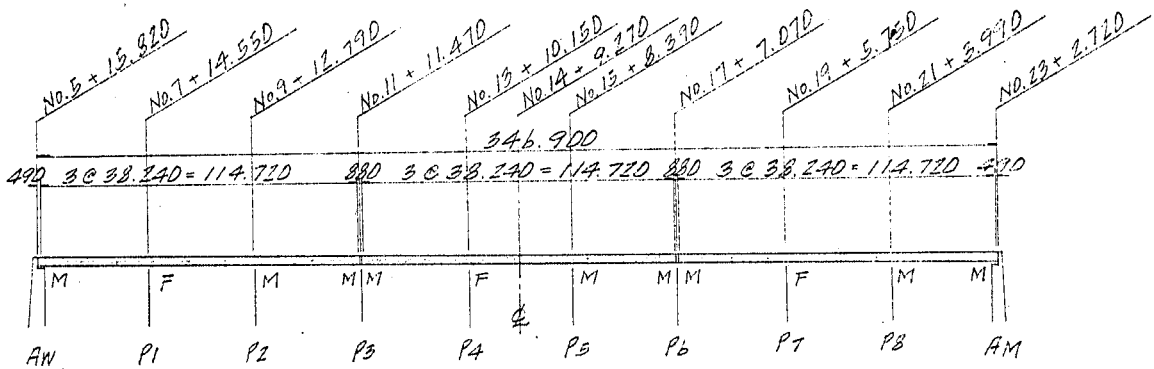


1.1.2. 下部構造

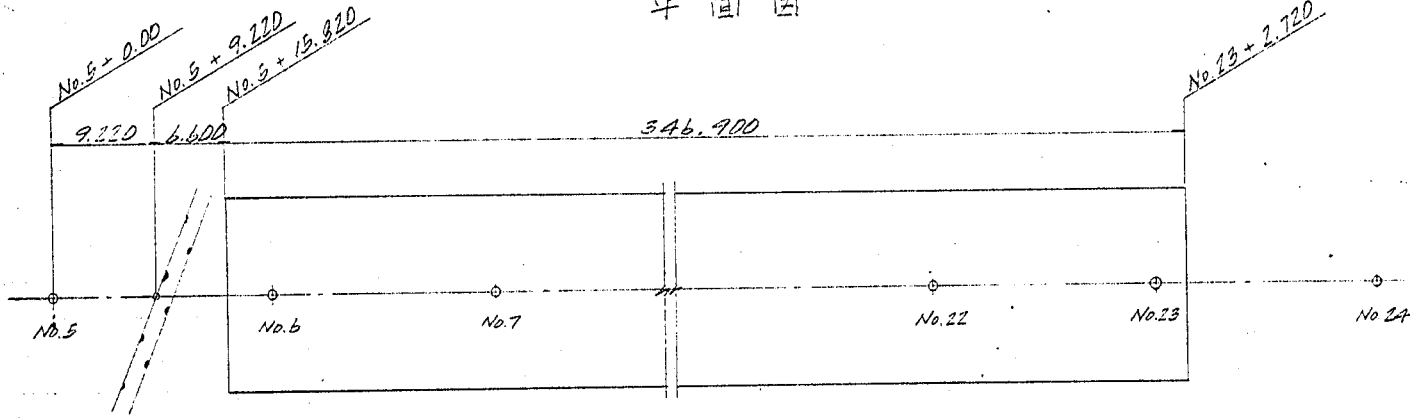
A2案と異なる点は、橋脚の天端の幅（橋軸方向）を架設を考えて2.4mとしたことである。他は、大体同じような考え方をとった。

2. 縦断勾配曲線

縦断図

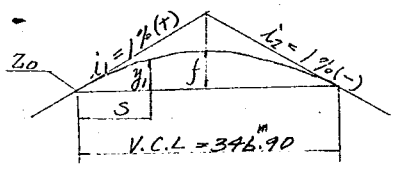


平面図



日本建設コンサルタント株式会社

縦断曲線の計算



$$Z = Z_0 + i_1 S + \frac{i_2' - i_1}{2L_V} S^2 \qquad \frac{i_2 - i_1}{2L_V} = -0.00002882$$

	STA. NO.	S	S^2	$i_1 S$	Z_0	$\frac{i_2-i_1}{2L_V} S^2$	y_1	P.H.
A₁₁	No.5+15.82	0	0	0	6.000	0	0	6.000
	No.6	4.18	17.4724	0.0418	〃	-0.0005	0.041	6.041
	No.7	24.18	584.6724	0.2418	〃	-0.0169	0.225	6.225
P₁	No.7+14.55	38.73	1,500.0129	0.3873	〃	-0.0432	0.344	6.344
	No.8	44.18	1,951.8724	0.4418	〃	-0.0563	0.386	6.386
	No.9	64.18	4,119.0724	0.6418	〃	-0.1187	0.523	6.523
P₂	No.9+12.79	76.97	5,924.3809	0.7697	〃	-0.1707	0.599	6.599
	No.10	84.18	7,086.2724	0.8418	〃	-0.2042	0.638	6.638
	No.11	104.18	10,853.4724	1.0418	〃	-0.3128	0.729	6.729
P₃	No.11+11.47	115.65	13,374.9225	1.1565	〃	-0.3855	0.771	6.771
	No12	124.18	15,420.6724	1.2418	〃	-0.4444	0.797	6.797
	No.13	144.18	20,787.8724	1.4418	〃	-0.5991	0.833	6.833
P₄	No.13+10.15	154.33	23,817.7489	1.5433	〃	-0.6864	0.857	6.857
	No14	164.18	26,955.0724	1.6418	〃	-0.7768	0.865	6.865
℄	No14+9.27	173.45	30,084.9025	1.7345	〃	-0.8670	0.867	6.867

1.3. 設計条件

種別　　プレストレストコンクリート道路橋
形式　　BBRV式 PC T型連続桁
活荷重　　TL-20
衝撃係数　　$i = \frac{20}{50+l}$
橋長　　346.70 m
桁長　　115.50 m
スパン　　3@ 38.240 m
有効幅員　　車道 13.00 m + 歩道 1.50 m

コンクリート

圧縮強度	σ_{28}	= 400 kg/cm²
〃　〃	σ_{cut}	= 340 kg/cm²
許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	= 130 kg/cm²
〃　〃	σ_{cat}	= 170 kg/cm²
許容曲げ引張応力度	σ_{ta}	= 0 kg/cm²
〃　〃	σ_{tat}	= 15 kg/cm²
許容斜引張応力度	σ_{ta}	= 9 kg/cm²
粗骨材の最大寸法		25 mm

PC鋼線 (φ5)

引張強度	σ_{pu}	= 155 kg/mm²
許容引張応力度	σ_{pa}	= 93 kg/mm²
引張応力度	σ_{pi}	= 105 kg/mm²
〃　〃	σ_{pt}	= 92 kg/mm²
〃　〃	σ_{pe}	= 76.4 kg/mm²

2. 上部構造-1 (3径間連続部)

2.1. 床版

2.1.1. 曲げモーメント

自重 $0.18 \times 2.5 = 0.45$
舗装 $0.099 \times 2.3 = 0.23$
$w_d = 0.68\ t/m$

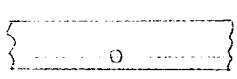
$\ell = 1.69\ m$

$$M_D = \frac{1}{14} w \ell^2 = \frac{1}{14} \times 0.68 \times 1.69^2 = 0.139\ tm/m$$

$$M_L = (0.1 + 0.075\ell)P$$
$$= (0.1 + 0.075 \times 1.69) \times 3.0$$
$$= 1.814\ tm/m$$

$$M_W = M_D + M_L = 1.95\ tm/m$$

2.1.2. 曲げ応力度



$A_c = 1800\ cm^2$
$Z_c = 5400\ cm^3$
$e_p = 3.0\ cm$

$$\frac{\sigma_{cw}'}{\sigma_{cw}} = \frac{195.000}{5,400} = \pm 36\ kg/cm^2$$

ケーブル (16-45) 80 cm c.c に配置する

$$P_e = 1.96 \times 16 \times \frac{100}{80} \times 92 = 36\,060\ kg$$

$$\frac{\sigma_{ce}'}{\sigma_{ce}} = \frac{36\,060}{1800} \mp \frac{36\,060 \times 3.0}{5400} = \frac{0}{40}\ kg/cm^2$$

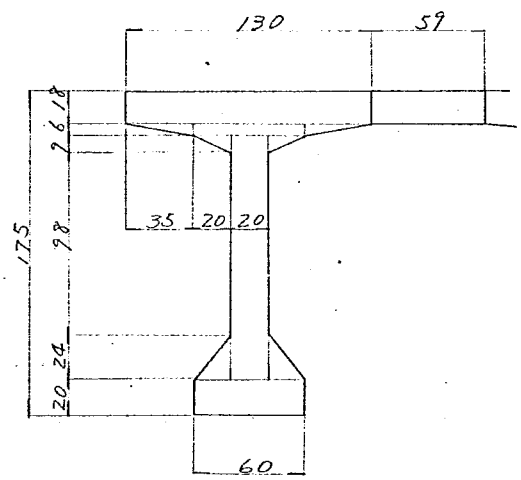
$$\sigma_c' = 36 + 0 = 36\ kg/cm^2$$
$$\sigma_c \quad -36 + 40 \quad 4$$

2.2. 主ゲタの設計

2.2.1. 断面諸数値

1. 中央断面

a) 総断面



	A	y'	$\lvert y_c - y' \rvert$	$A \cdot \lvert y_c - y' \rvert^2$	I_G
$130 \times 18 =$	2.340	9	64.2	9.644.600	63.200
$60 \times 6 =$	360	21	52.2	980.900	1.100
$35 \times 6 =$	210	20	53.2	594.400	400
$20 \times 9 =$	180	27	46.2	384.200	800
$20 \times 131 =$	2.620	89.5	16.3	696.100	3.746.800
$20 \times 24 =$	480	147	73.8	2.614.300	15.400
$60 \times 20 =$	1.200	165	91.8	10.112.700	40.000
	$A_c = 7.390\ cm^2$			25.027.200	3.867.700

$y_c' = 73.2\ cm$

$y_c = 101.8\ cm$

$I_c = 28.894.900\ cm^4$

$z_c' = 394.700\ cm^3$

$z_c = 283.800\ cm^3$

b) 縦目地換算断面.

A	y	$I_{G_c}-y_1$	$A\cdot I_{G_e}-y_1^2$	I_G
7.390×101.8	7.1	272.500	28.894.900	
$59\times 18\times 0.86 = 913\times 166$	57.1	2.976.800	24.700	

$A_e = 8.303\ cm^2$

$y_e' = 108.9\ cm$

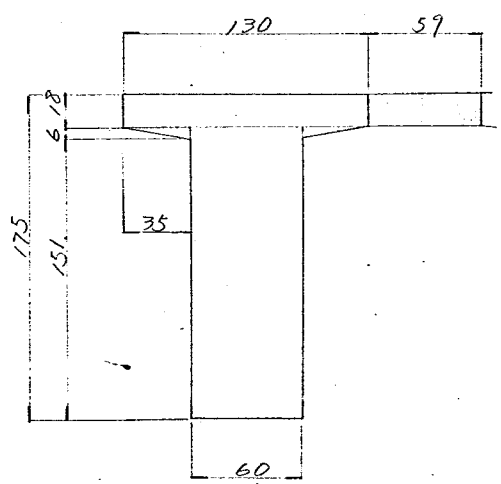
$y_e = 66.1\ cm$

$I_e = 32.268.900\ cm^4$

$z_e' = 488.200\ cm^3$

$z_e = 296.300\ cm^3$

2. 支点断面



a) 全断面

	A	y'	$\|y_c'-y'\|$	$A\cdot\|y_c'-y'\|^2$	I_g
130×18 =	2.340	9	69.1	11.173.100	63.200
35×6 =	210	20	58.1	708.700	400
60×157 =	9.420	96.5	18.4	3.189.200	17.345.500

$A_c = 11.970\ cm^2$

$y_c' = 78.1\ cm$

$y_c = 96.7\ cm$

$I_c = 34.484.300\ cm^4$

$Z_c' = 441.500\ cm^3$

$Z_c = 355.900\ cm^3$

b) 縦目地採算断面.

	A	y	$\|y_c-y\|$	$A\cdot\|y_c-y\|^2$	I_g
11.970×	96.9	4.8	275.800	34.484.300	
913×166		92.8	7.862.600	24.700	

$A_c = 12.883\ cm^2$

$y_e = 101.8\ cm$

$y_e' = 73.2\ cm$

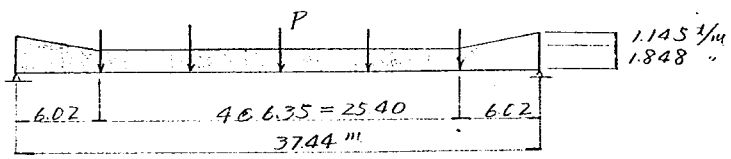
$I_e = 42.647.400\ cm^4$

$Z_e' = 582.600\ cm^3$

$Z_e = 418.900\ cm^3$

2.2.2 単純桁架設時 （1次プレストレス導入）

1. 曲げモーメント



中央断面 $w_1 = 0.7390 \times 2.5 = 1.848$ t/m
支点 〃 $w_2 = 1.1770 \times 2.5 = 2.943$ 〃
横桁 $P = 1.1435 \times 0.2 \times 2.5 = 0.572$ t

$$R_{d1} = \frac{1}{2}(1.848 \times 37.44 + 1.145 \times 6.0 + 0.572 \times 5) = 39.46 \text{ t}$$

$$M_{d1} = 39.46 \times 18.72 - \frac{1}{2} \times 18.72^2 \times 1.848$$
$$- 1.145 \times 6.02 \times \frac{1}{2} \times 16.72 - 0.572 \times 6.35 \times 3$$
$$= 738.7 - 323.8 - 57.6 - 10.9 = 346.4 \text{ t·m}$$

2、 曲げ応力度

a). 桁自重による曲げ応力度.

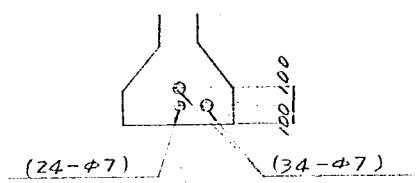
$$\begin{matrix}\sigma_{d1}' \\ \sigma_{d1}\end{matrix} = \frac{M_{d1}}{\begin{matrix}Z_c' \\ Z_c\end{matrix}} = \frac{34.640,000}{\begin{matrix}394.700 \\ 283.800\end{matrix}} = \begin{matrix}88 \\ -122\end{matrix} \ kg/cm^2$$

b) プレストレス.

中央径間の桁 { (24-φ7) ケーブル 1本 / (34-φ7) ケーブル 2本 } 使用

側径間の桁 (34-φ7) ケーブル 3本 使用

以下、中央径間の桁について計算する.



$\sigma_{pt} = 92\ kg/mm^2$ とする

$$P_t = (24+34\times2)\times 38.485\times 92 = 325.700\ kg$$

$$\begin{matrix}\sigma_{ct}' \\ \sigma_{ct}\end{matrix} = \frac{P_t}{A_c} \mp \frac{P_t \cdot e_p}{\begin{matrix}Z_c' \\ Z_c\end{matrix}}$$

$$= \frac{325.700}{7.390} \mp \frac{325.700\times 88.1}{\begin{matrix}394.700 \\ 283.800\end{matrix}} = \begin{matrix}-29 \\ 144\end{matrix} \ kg/cm^2$$

c) 合成応力度

$$\sigma_c' = \sigma_{d1}' + \sigma_{ct}' = \begin{matrix} 88 \\ -122 \end{matrix} + \begin{matrix} -29 \\ +144 \end{matrix} = \begin{matrix} 59 \\ 22 \end{matrix} \quad kg/cm^2$$

2.2.3. 支点上床版打設 3径間連続桁
（2次、3次プレストレス導入時）

1. 2次プレストレスによる発生2次モーメント.

桁の剛度を一定として3連モーメントの式を用いて計算する.

$$l_{n-1} M^{\circ}_{n-1} + 2(l_{n-1} + l_n) M^{\circ}_n + l_n M^{\circ}_{n+1}$$

$$= -6 \left\{ \sum_{n-1} \cdot M_P \left(1 - \frac{x}{l_{n-1}}\right) \cdot \Delta x + \sum_{n} M_P \frac{x}{l_n} \cdot \Delta x \right\}$$

今、すべての断面で $\sigma_{pt} = 92\ kg/mm^2$ とすると

$P_t = 34 \times 2 \times 38.485 \times 92 = 240.800\ kg$

Point	ϵ_p	$M_P = P_t \cdot \epsilon_p$	M_{Pm}	x_m/l 又は $(1 - x_n/l)$	Δx	
0	0.281	68	−11	0.1	7.648	−8
2	−0.368	−89	−149	0.3	〃	−342
4	−0.868	−209	−200	0.5	〃	−765
6	−0.795	−191	−111	0.7	〃	−594
8	−0.126	−30	29	0.9	〃	200
10	0.362	87	29	1.0	〃	222
12	−0.126	−30	−111	〃	〃	−849
14	−0.795	−191	−200	〃	3.824	−765
15	−0.868	−209				

Σ −2901

$5 \times 38.24\ M_{10}^{\circ} = -6\ (-2.901)$

$\therefore M_{10}^{\circ} = 91\ t\cdot m$

2; 3次プレストレスによる発生2次モーメント.

$\sigma_{pt} = 110\ kg/mm^2$

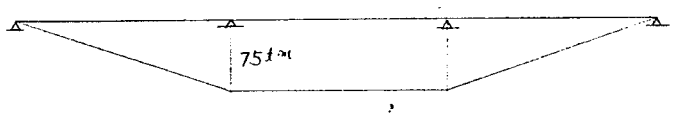
$P_t = 28 \times 19.64 \times 110 = 60.500\ kg$

P_t	e_p	$M_P = P_t e_p$	χ_m/ℓ より $(1-\chi_m/\ell)$	$\Delta\alpha$	
60.5	0.691	42	0.915	6.50	250
60.5	0.691	42	1.000	6.50	273
				Σ	525

$5 \times 38.24\ M_{10}^{\circ} = -6\ (525)$

$\therefore M_{10}^{\circ} = -16\ t\cdot m$

3. 2次、3次プレストレスによる発生2次モーメント. M_P°



4. プレストレスによる静定曲げモーメント、M_P'

a) Point 4.

(34−φ7) ケーブル 5本　　$\sigma_{pt} = 92\ kg/mm^2$

$P_t = 34 \times 5 \times 38.485 \times 92 = 601.900\ kg$

$e_p = -85.8\ cm$

$M_P' = 601.9 \times (-0.858) = -516.4\ t\cdot m$

b) Point 10

(34−φ7) ケーブル 4本　　$\sigma_{pt} = 81\ kg/mm^2$
(28−φ5) ケーブル 1本　　$\sigma_{pt} = 110$ 〃

$P_t = 34 \times 4 \times 38.485 \times 81 + 28 \times 1 \times 19.64 \times 110$
$= 424.000 + 60.500 = 484.500\ kg$

$e_p = 38.7\ cm$

$M_P' = 484.5 \times 0.387 = 187.5\ t\cdot m$

c) Point 15

(34−φ7) ケーブル 4本
(24−φ7) ケーブル 1本　　$\sigma_{pt} = 92\ kg/mm^2$

$P_t = (34 \times 4 + 24) \times 38.485 \times 92 = 566.500\ kg$

$e_p = -85.4\ cm$

$M_P' = 566.5 \times (-0.854) = -483.8\ t\cdot m$

5. プレストレス導入時のプレストレスによる曲げモーメント.

$$M_P = M_P^0 + M_P'$$

(tm)

Point	4	10	15
M_P^0	30.0	75.0	75.0
M_P'	−516.4	187.5	−483.8
M_P	−486.4	262.5	−408.8

6. 曲げ応力度

a) 桁自重による曲げ応力度

Point 4 15.

$$\begin{matrix}\sigma_{d1}' \\ \sigma_{d1}\end{matrix} = \frac{M_{d1}}{\begin{matrix}Z_c' \\ Z_c\end{matrix}} = \frac{34,640.000}{\begin{matrix}394.700 \\ 283.800\end{matrix}} = \begin{matrix}88 \\ -122\end{matrix} \ \text{kg/cm}^2$$

Point 10

$M_{d1} = 0$ ∴ $\begin{matrix}\sigma_{d1}' \\ \sigma_{d1}\end{matrix} = 0$

b) プレストレスによる曲げ応力度

$$\begin{matrix}\sigma_{ct}' \\ \sigma_{cl}\end{matrix} = \frac{P_t}{A_c} + \frac{M_P}{\begin{matrix}Z_c' \\ Z_c\end{matrix}}$$

Point 4.

$$\begin{matrix}\sigma_{ct}' \\ \sigma_{cl}\end{matrix} = \frac{601.900}{7.390} \pm \frac{-48.640.000}{\begin{matrix}394.700 \\ 283.800\end{matrix}} = \begin{matrix}-41 \\ 252\end{matrix} \ \begin{matrix}kg/cm^2 \\ "\end{matrix}$$

Point 10

$$\begin{matrix}\sigma_{ct}' \\ \sigma_{cl}\end{matrix} = \frac{484.500}{12.883} \pm \frac{26.250.000}{\begin{matrix}582.600 \\ 418.900\end{matrix}} = \begin{matrix}83 \\ -25\end{matrix} \ \begin{matrix}kg/cm^2 \\ "\end{matrix}$$

Point 15

$$\begin{matrix}\sigma_{ct}' \\ \sigma_{cl}\end{matrix} = \frac{566.500}{7.390} \pm \frac{-40.880.000}{\begin{matrix}394.700 \\ 283.800\end{matrix}} = \begin{matrix}-26 \\ 221\end{matrix} \ \begin{matrix}kg/cm^2 \\ "\end{matrix}$$

c) 合成応力度

Point 4 $\begin{matrix}\sigma_{cu}' \\ \sigma_{cu}\end{matrix} = \begin{matrix}\sigma_{du}' + \sigma_{ct}' \\ \sigma_{du} \ \sigma_{cl}\end{matrix} = \begin{matrix}88 - 41 \\ -122 + 252\end{matrix} = \begin{matrix}47 \\ 130\end{matrix} \ \begin{matrix}kg/cm^2 \\ "\end{matrix}$

$\geq \sigma_{cat}' = -15$

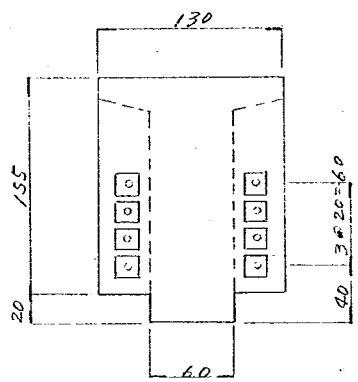
$\leq \sigma_{ca} = 130$

Point 10 $\begin{matrix}\sigma_{cu}' \\ \sigma_{cu}\end{matrix} = \begin{matrix}0 + 83 \\ 0 - 25\end{matrix} = \begin{matrix}83 \\ -25\end{matrix} \ \begin{matrix}< 130 \\ \not> 0\end{matrix}$

Point 15 $\begin{matrix}\sigma_{cu}' \\ \sigma_{cu}\end{matrix} = \begin{matrix}88 - 26 \\ -122 + 221\end{matrix} = \begin{matrix}62 \\ 99\end{matrix} \ \begin{matrix}\geq -15 \\ \leq 130\end{matrix}$

d). 主桁目地部のプレストレス

Point 10 K 於て、オ2、3次プレストレス導入時、下縁 K −25 kg/cm² の引張応力度を生ずる。
この引張応力度を打消すべく、主桁目地部 K 鋼棒（φ33）で プレストレス を与える。
3種



$A = 21.350\ cm^2$
$y_c' = 82.4\ cm$
$y_c = 92.6\ cm$
$I_c = 49.053.100\ cm^4$
$z_c' = 595.300\ cm^3$
$z_c = 529.700\ cm^3$

鋼棒（3種） $\sigma_{pa} = 0.6\,\sigma_{pu} = 0.6 \times 110 = 66\ kg/mm^2$

$P = 8 \times 52.07\ t/t = 416.560\ kg$

$$\frac{\sigma_{ct}}{\sigma_{cl}} = \frac{416.560}{21.350} \mp \frac{416.560 \times 22.6}{\begin{matrix}595.300\\529.700\end{matrix}} = \begin{matrix}4\\38\end{matrix}\ kg/cm^2$$

Point 10

$$\sigma_{ct}' = 83 + 4 = 87\ kg/cm^2 < 130$$
$$\sigma_{ct} \quad -25 + 38 = 13\ \ \ > 0$$

2.2.4. 縦目地床版打設、3径間連続（設計荷重作用時）

1. 単純桁を合成したために発生する2次モーメント.

プレキャスト桁の支点連続後、クリープの発生により自重及びプレストレスによる支点モーメントが発生する.

① 自重による支点発生モーメント.

$$M_e = M_e' \left\{ 1 - e^{-(\varphi - \varphi_0)} \right\}$$

M_e' ; プレキャスト桁が3径間1体として施工された場合に生ずる支点モーメント.（弾性理論による）

φ ; $t=\infty$ における クリープ係数

φ_0 ; プレキャスト桁連続時（$t=t_0$）のクリープ係数

② プレストレスによる支点発生モーメント.

$$M_p = M_p' \left\{ 1 - e^{-(\varphi - \varphi_0)} \right\}$$

M_p' ; プレキャスト桁が3径間一体として施工された場合、プレストレストモーメント（1次プレストレス）による2次モーメント.（弾性理論による）

③ クリープの曲線の仮定.

$$\varphi_t = \varphi_n (1 - e^{-\chi t})$$

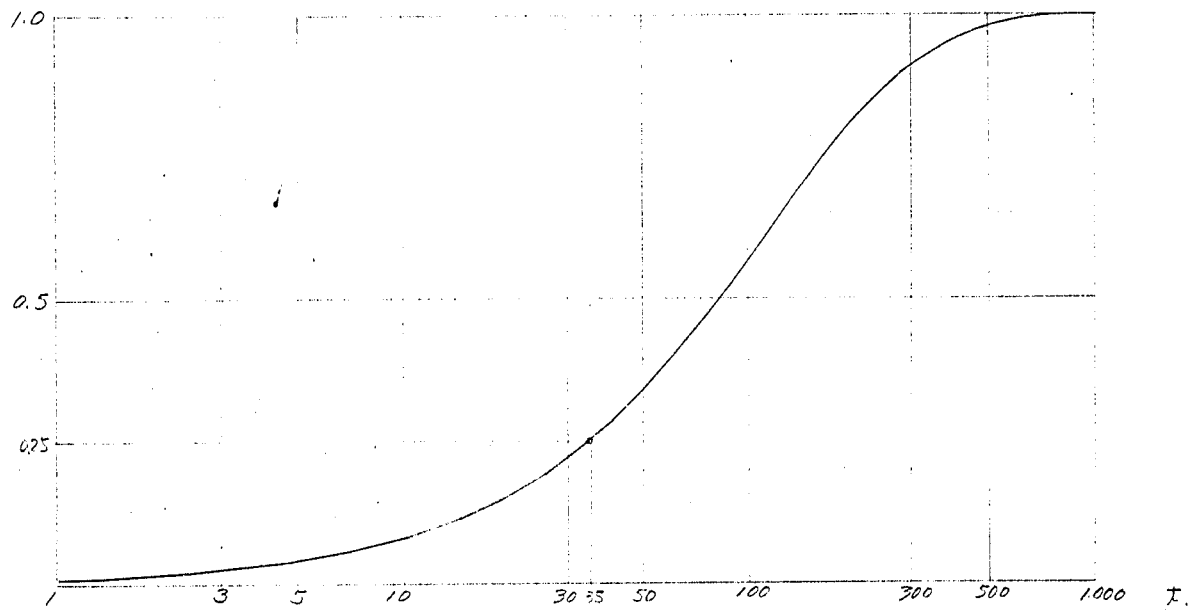
ここで.

$$\chi = \frac{1}{120}, \quad t = \theta, \quad \varphi_n = 2.0,$$

t	$-\frac{t}{120}$	$e^{-\frac{t}{120}}$	$1-e^{-\frac{t}{120}}$	φ_t	$e^{-\varphi t}$	$1-e^{-\varphi t}$
15	−0.125	0.8825	0.1175	0.235	0.7906	0.2094
30	−0.25	0.7788	0.2212	0.442	0.6274	0.3726
45	−0.375	0.6873	0.3127	0.525	0.5156	0.4844
60	−0.50	0.6065	0.3935	0.787	0.4521	0.5479
90	−0.75	0.4724	0.5276	1.055	0.3482	0.6518
120	−1.0	0.3679	0.6321	1.264	0.2825	0.7175
180	−1.5	0.2231	0.7769	1.554	0.2114	0.7886
1年 360	−3	0.0498	0.9502	1.900	0.1496	0.8504
2〃 720	−6	0.0025	0.9975	1.995	0.1360	0.8640
3〃 1080	−9	0.0001	0.9999	2.000	0.1353	0.8647
∞			1.0000	2.000	0.1353	0.8647

以上を図示すると次頁の如くなる.

$1-e^{-\frac{t}{120}}$ 線



日本建設コンサルタント株式会社

a). 自重による支点発生モーメント.

3径間1体として施工された場合の支点モーメント.

$w_{d1} = 0.7390 \times 2.5 = 1.848\ t/m$

$M'_{d1} = -0.1\, w_{d1} \cdot l^2$

$= -0.1 \times 1.848 \times 38.24^2 = -270.2\ t\cdot m$

変断面の影響を考慮して 5% 増とする

$\therefore M'_{d1} = -270.2 \times 1.05 = -283.7\ t\cdot m$

アルキスト桁架設後 35日 で支点連結して3径間連続桁とすると仮定する.

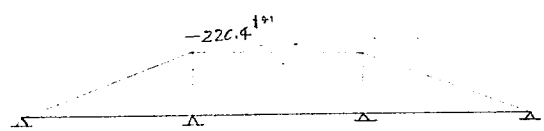
$\therefore \varphi_0 = \varphi_n \left(1 - e^{-\frac{1}{12n}t}\right) = 2.0 \times 0.25 = 0.50$

自重による支点発生モーメントは

$M_{d1} = M'_{d1} \left\{1 - e^{-(\varphi - \varphi_0)}\right\}$

$= -283.7 \left\{1 - e^{-(2.0 - 0.5)}\right\}$

$= -283.7 \times 0.777 = -220.4\ t\cdot m$



1次

b) プレストレスによる支点発生モーメント.

3径間1体として施工を行った場合の2次モーメント.

$\sigma_M = 92\ kg/cm^2$

側径間　$P_t = 34 \times 3 \times 38.485 \times 92 = 361.100\ kg$

中央径間　$P_t = (34 \times 2 + 24) \times 38.485 \times 92 = 325.700\ kg$

Point	e_p	$M_p = P_t \cdot e_p$	M_{pm}	x_m/ℓ または $(1-x_m/\ell)$	Δx	
0	0.114	41	−73	0.1	7.648	−56
2	−0.518	−187	−247	0.3	〃	−567
4	−0.851	−307	−305	0.5	〃	−1.166
6	−0.836	−302	−200	0.7	〃	−1.071
8	−0.275	−99	−3	0.9	〃	−21
10	0.271	93	2	1.0	〃	15
12	−0.275	−90	−181	1.0	〃	−1.384
14	−0.836	−272	−275	1.0	3.824	−1.052
15	−0.851	−277				

Σ −5.302

$$5 \times 3824\ M_p' = -6\ (-5.302)$$

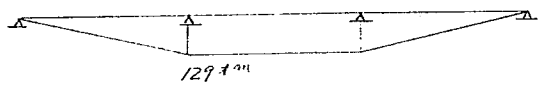
$$\therefore M_p' = 166\ tm$$

1次プレストレスによる支点発生モーメントは

$$M_p = M_p' \left\{1 - e^{-(\phi - \phi_c)}\right\}$$

$$= 166 \left\{1 - e^{-(2.0 - 0.5)}\right\}$$

$$= 166 \times 0.777 = 129\ tm$$



2. プレストレスによる有効曲げモーメント.

有効係数 $\eta = 0.83$ とする.

$\sigma_{pe} = \eta \cdot \sigma_{pi} = 0.83 \times 92 = 76.36\ kg/mm^2$

a) 1次プレストレス.

Point 4.

$P_e = 34 \times 3 \times 38.485 \times 76.36 = 299.750\ kg$

$M_{pe} = P_e \cdot e_p = 299.75 \times -0.885 = -265.3\ t\cdot m$

Point 10

$M_{pe} = 0$

Point 15

$P_e = (24 + 34 \times 2) \times 38.485 \times 76.36 = 270.300\ kg$

$M_{pe} = P_e \cdot e_p = 270.3 \times (-0.881) = -238.2\ t\cdot m$

b). ※2. 2次プレストレス.

§3.-1, 4.b) 参照

Point 4. $M_{pe} = 0.83 \times (-209 + 30) = -148.6$ t·m

Point 10. $M_{pe} = 0.83 \times (187.5 + 75) = 217.9$ t·m

Point 15. $M_{pe} = 0.83 \times (-209 + 75) = -111.2$

c). 合計

(t·m)

Point	4	10	15
1次プレストレス	−265.3	0	−238.2
2.3次プレストレス	−148.6	217.9	−111.2
クリープモーメント	51.6	129.0	129.0
合計 Me	−362.3	346.9	−220.4

3. 自重による曲げモーメント.

(t/m)

Point	4	10	15
自重モーメント	346.4	0	346.4
グループ〃	−88.2	−220.4	−220.4
合　計	258.2	−220.4	126.0

4. 附加荷重による曲げモーメント.

舗装	$(0.05+0.1475)\times 6.5\times 2.3$	$=2.953$
歩道	$(0.12+0.1425)\times 1.5\times 2.35+0.03\times 1.5\times 2\times 2.3$	$=1.132$
地覆	$(0.2725\times 0.3+0.09\times 0.18)\times 2.5\times 2$	$=0.490$
高欄	片側 50kg/m	$0.05\times 2=0.100$

$w_{d_2}=4.675$ t/m

附加荷重、床版縦目地、活荷重の曲げモーメントは 等断面として Angerの表を用いて求める。 但し 支点モーメントは 変断面の影響を考慮して 5% 増とする.

Point 4. $M_{d_2}=60.8$ t·m

Point 10 $M_{d_2}=-79.8$ t·m

Point 15. $M_{d_2}=19.0$ t·m

5. 床版縦目地による曲げモーメント

$$w_{d3} = 0.59 \times 0.18 \times 2.5 = 0.266\ t/m$$

Point 4　$M_{d3} = 31.1\ t\cdot m$

Point 10　$M_{d3} = -38.9\ t\cdot m$

Point 15　$M_{d3} = 9.7\ t\cdot m$

6. 活荷重による曲げモーメント　(L-20)

$$i = \frac{20}{50+l} = \frac{20}{50+38.24} = 0.227$$

$$P = 5.0 \times 13.0 \times 1.227 = 79.755\ t$$
$$p = 0.35 \times 13.0 \times 1.227 = 5.583\ t/m$$
$$p' = 0.35 \times 3.0 = 0.900\ t/m$$

Point 4　$M_{Lmax} = 174.7\ t\cdot m$　$M_{Lmin} = -31.7\ t\cdot m$

Point 10　$M_{Lmax} = 26.1\ t\cdot m$　$M_{Lmin} = -169.2\ t\cdot m$

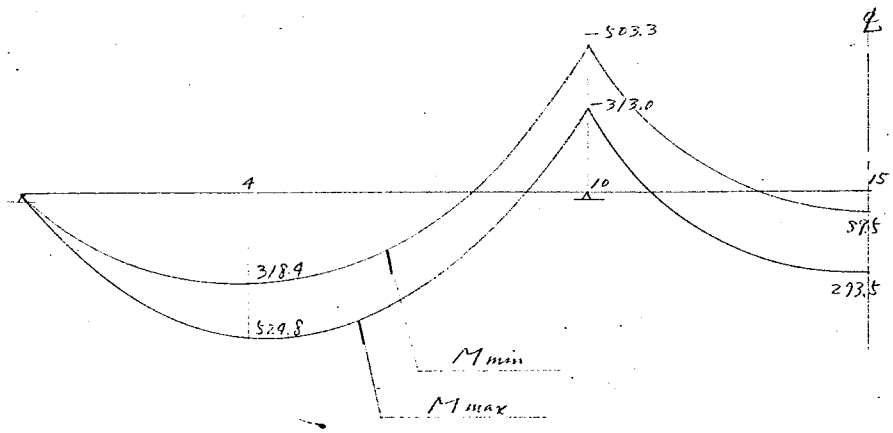
Point 15　$M_{Lmax} = 138.8\ t\cdot m$　$M_{Lmin} = -65.2\ t\cdot m$

7. 荷重による曲げモーメントの合計

(t·m)

Point	M_{d1}	M_{d2}	M_{d3}	M_L max	M_L min	M_{max}	M_{min}
4	258.2	60.8	31.1	174.7	−31.7	524.8	318.4
10	−220.4	−79.8	−38.9	26.1	−164.2	−313.0	−503.3
15	126.0	19.0	9.7	138.8	−65.2	293.5	89.5

曲げモーメント図



8. 曲げ応力度.

a) 荷重による曲げ応力度

$$\sigma_{d1}' = \frac{M_{d1}}{\frac{Z_c'}{Z_c}} \qquad \sigma_{d2}' = \frac{M_{d2}}{\frac{Z_e'}{Z_e}}$$

$$\sigma_{d3}' = \frac{M_{d3}}{\frac{Z_c'}{Z_c}} \qquad \sigma_L' = \frac{M_L}{\frac{Z_e'}{Z_e}}$$

(kg/cm²)

Point	σ_{d1}	σ_{d2}	σ_{d3}	σ_L max	σ_L min	σ_{max}	σ_{min}
4	65	12	8	36	−7	121	78
	−91	−21	−11	−59	11	−182	−112
10	−38	−14	−7	4	−28	−55	−87
	53	19	9	−6	39	75	120
15	32	4	2	28	−13	66	25
	−44	−6	−3	−47	22	−100	−31

b) プレストレスによる曲げ応力度

$$\sigma_{ce}' = \frac{P_e}{A_c} \pm \frac{M_e}{\frac{Z_c'}{Z_c}}$$

$P_e = \eta \cdot P_I$ $\quad \eta = 0.83$ $\quad P_I$ は 8.3.4 参照.

Point 4 $\quad P_e = 0.83 \times 601.9 = 499.6^t$, $M_e = -362.3^{t\cdot m}$

Point 10 $\quad P_e = 0.83 \times 489.5 = 402.1^t$, $M_e = 346.9^{t\cdot m}$

Point 15 $\quad P_e = 0.83 \times 516.5 = 470.2^t$, $M_e = -220.4^{t\cdot m}$

Point 4 $\sigma_{ce}' = \frac{479.600}{7.390} \mp \frac{36,230.000}{394.700} = -24$ kg/cm²
$\sigma_{ce} = \frac{}{283.800} = 196$ "

Point 10 $\sigma_{ce}' = \frac{402.100}{12.583} \pm \frac{34.690.000}{582.600} = 91$ kg/cm²
$\sigma_{ce} = \frac{}{418.900} = -52$ "

Point 15 $\sigma_{ce}' = \frac{470.200}{7.390} \mp \frac{22.090.000}{394.700} = 8$ kg/cm²
$\sigma_{ce} = \frac{}{283.800} = 142$ "

c) 合成応力度

Point	σ_{max}	σ_{min}	σ_{ce}	$\sigma_c = \sigma_{max} + \sigma_{ce}$	$\sigma_c = \sigma_{min} + \sigma_{ce}$
4	121	78	−24	97	54
	−182	−112	196	14	84
10	−55	−87	91	36	4
	75	120	−52	23	68
15	66	25	8	74	99
	−100	−31	142	42	111

$\sigma_c' < 130$ kg/cm² ただ $\sigma_c' > 0$ kg/cm²
$\sigma_c > 0$ " $\sigma_c < 130$ "

2.2.5. 安全度（破壊に対して）

1. Point 4.

$$T = Ap \cdot \sigma_{pu} = 38.485 \times 34 \times 5 \times 155 = 1,014.1^{t}$$

$$a = \frac{T}{B \cdot \sigma_{28}} = \frac{1,014,100}{130 \times 400} = 19.5^{cm}$$

$$Z = 175 - 16.0 - \frac{19.5}{2} = 149.25^{cm}$$

$$Mu = T \cdot Z = 1,014.1 \times 1.4925 = 1,514^{t\cdot m}$$

$$M = 1.3 M_{DL} + 2.5 M_{LL}$$
$$= 1.3 \times 350.1 + 2.5 \times 174.7 = 891.9^{t\cdot m}$$

$$Mu > M$$

2. Point 10.

$$T = Ap \cdot \sigma_{pu} = 38.485 \times 34 \times 4 \times 155$$
$$+ 19.64 \times 28 \times 165 = 902.0^{t}$$

$$a = \frac{T}{B \cdot \sigma_{28}} = \frac{902,000}{60 \times 400} = 37.6^{cm}$$

$$Z = 175 - 37.0 - \frac{37.6}{2} = 119.2^{cm}$$

$$Mu = T \cdot Z = 902.0 \times 1.192 = 1,075.2^{t\cdot m}$$

$$M = 1.3 \times 339.1 + 2.5 \times 164.2 = 851.3^{t\cdot m}$$

$Mu > M$

3. Point 15.

$T = Ap \cdot \sigma_{pu} = 38.985 \times (34 \times 4 + 24) \times 155 = 959.400^{kg}$

$q = \frac{T}{B \cdot \sigma_{cs}} = \frac{959.400}{130 \times 900} = 18.4^{cm}$

$Z = 175 - 16.9 - \frac{18.4}{2} = 149.7^{cm}$

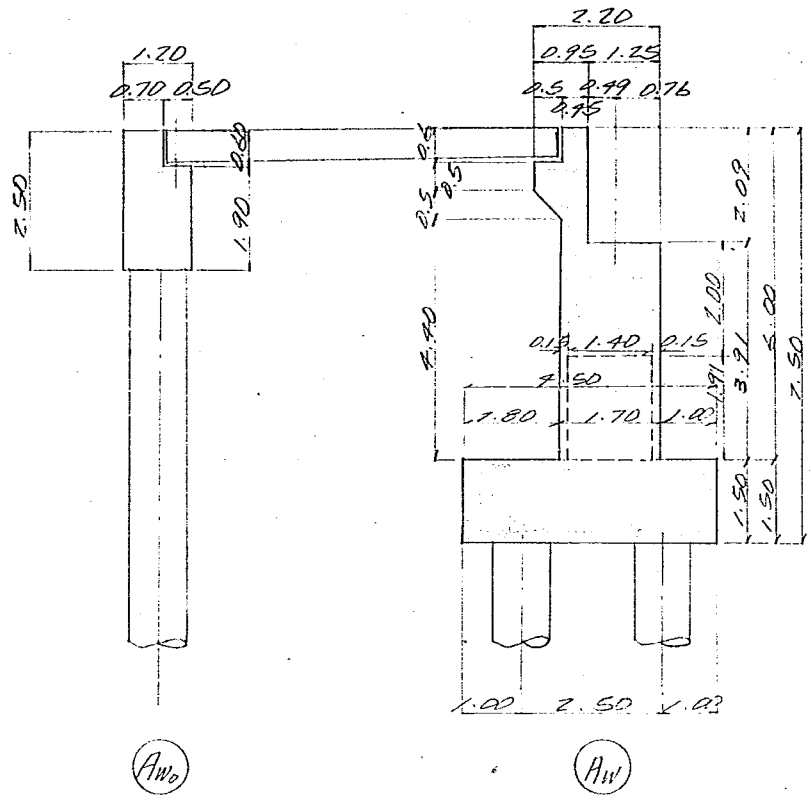
$Mu = T \cdot Z = 959.4 \times 1.497 = 1435.9^{t\cdot m}$

$M = 1.3 \times 159.7 + 2.5 \times 138.8 = 548.1^{t\cdot m}$

$Mu > M$

3. 下部構造 -1 (Aw)

3.1. 一般構造寸法



上部工反力

P.C桁
- 常時 N = 626 t
- 地震時 N+Kv = 529.1 t
- N-Kv = 432.9 t
- N(Kh) = 24.05 t (96.2 t)

R.C床版
- N = 160.6 t
- N+Kv = 88.4 t
- N-Kv = 72.3 t
- Nkh = 16.1 t (16.1 t)

3.2. 鉛直力、水平力に対する安定

安定計算

自重及び重心

		V	x	y	M/x	M/y
1	0.45×2.09×16.6 =	16.61	2.775	6.455	38.64	100.78
2	0.5×0.5×16.6 =	4.15	2.950	6.650	12.24	27.60
3	0.5×0.5×16.6×½ =	2.08	2.867	6.233	5.95	12.93
4	1.7×3.91×16.6 =	110.34	1.850	3.955	204.13	381.23
5	−1.4×1.91×3.7×3 =	−29.68	1.850	4.155	−54.91	−72.86
6	7.5×1.5×16.6 =	112.05	2.250	0.750	252.11	84.04
		214.55			458.16	533.72

重心位置

$x = 458.16/214.55 = 2.135^{m}$

$y = 533.72/214.55 = 2.489^{m}$

自重

$W = 214.55 \times 2.5 = 536.38^{t}$

$W_{+V} =$ 〃 $\times 1.1 = 590.01$ 〃

$W_{-V} =$ 〃 $\times 0.9 = 482.74$ 〃

$W_{H} =$ 〃 $\times 0.2 = 107.28$ 〃

浮力

$F = (14.5 \times 1.5 + 1.7 \times 1.8) \times 16.6 \times 1.03 = 167.73^{t}$

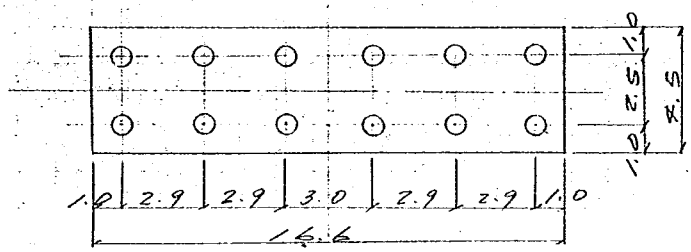
転倒安定計算

	N	x	M/x
RC 壁	160.6	−0.700	−112.42
P.C 桁	626.0	0.490	306.74
躯体	536.38	0.115	61.68
浮力	−52.32	0.040	−2.09
	−115.41	0	0
	1155.25		253.91

$e = \frac{253.91}{1155.25} = 0.220^{m}$

橋軸方向 $I = 12 \times 1.25^2 = 18.75\ m^2$

直角方向 $I = 2 \times 2 \times (1.5^2 + 4.4^2 + 7.3^2) = 299.6\ m^2$



杭反力

$$N = \frac{1155.25}{12} \pm \frac{253.91}{18.75} \times 1.25 = 96.27 \pm 16.93$$

$$= \begin{cases} 113.2\ t/本 \\ 79.3\ t/本 \end{cases}$$

地震時安定計算 (上向)

橋軸方向

	W	H	x	y	M_x	M_y
RCスラブ	72.30	16.10	-0.700	6.970	-50.61	112.22
P.C.桁	432.90	24.05	0.490	5.410	212.12	130.11
躯体	482.74	107.28	0.115	2.488	55.52	266.91
浮力	-52.32	—	0.040	—	-2.09	—
〃	-115.41	—	0	—	—	—
	820.21	147.43			214.94	509.24

$$N = \frac{820.21}{12} \pm \frac{214.94 + 509.24}{18.75} \times 1.25$$

$$= 68.35 \pm 48.28 = \begin{cases} 116.6\ t/本 \\ 20.1 \end{cases}$$

$H = 147.43 / 12 = 12.3\ t/本$

橋軸直角方向

	W	H	y	My
RCスラブ	72.30	16.10	6.970	112.22
P.C桁	432.90	96.20	6.900	663.78
躯体	482.74	107.28	2.488	266.91
浮力	-52.32	0	—	—
〃	-115.41	0	—	—
	820.21	219.58		1042.91

$$N = \frac{820.21}{12} \pm \frac{1042.91}{299.6} \times 7.3$$

$$= 68.35 \pm 25.41 = \begin{cases} 93.8 \text{ t/本} \\ 42.9 \text{ 〃} \end{cases}$$

$$H = 219.58/12 = 18.3 \text{ t/本}$$

3.3. 躯体の計算

躯体は，パラペット基部，底基部及びフーチング底盤の基部の3断面について行う。

パラペット（橋軸方向）

	W	H	x	y	Mx	My
1	39.03	7.81	0	1.045	0	8.16
2	10.38	2.08	0.475	1.240	4.93	2.58
3	5.20	1.04	0.392	0.823	2.04	0.86
	80.30	16.10	2.475	1.470	38.14	23.99
					45.11	35.59

地震時 $M = 45.11 \times (1 \pm 0.1) + 35.59$

$$= \begin{cases} 85.21 \\ 76.19 \end{cases} \div 1.5 = \begin{cases} 56.81 \text{ t/m} \\ 50.79 \text{ 〃} \end{cases}$$

常時 $160.6 \times 0.475 + 4.93 + 2.04 = 83.26$ t/m

従って常時で決定される。

$M = 83.26 / 16.6 = 5.02$ t·m/m

鉛直力に無視する

$\gamma_s = d\sqrt{\frac{\sigma_{sa} b}{M}} = 35 \times \sqrt{\frac{1.8 \times 1.0}{5.02}} = 20.96$

$\therefore p = 0.247\%$

従って所要 A_s は

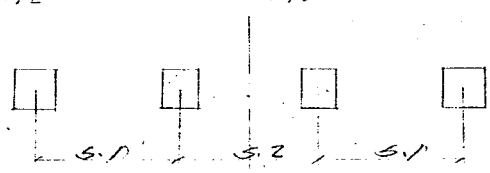
$A_s = 0.247 \cdot \times 35 = 8.65$ cm²

D16 ~ 20 cm c/c に配筋すれば $A_s = 9.93$ cm²

壁（橋軸直角方向）（-Ky）

	N	H	y	My
RC床版	72.30	16.10	5.470	88.07
P.C 桁	432.90	96.20	5.400	519.48
1	35.12	7.02	4.955	34.78
2	9.34	1.87	5.150	9.63
3	4.68	0.94	4.733	4.45
4	248.27	49.65	1.955	97.07
5	± 66.78	-13.36	0.955	-12.76
浮力	-52.31	—	—	—
	685.52	148.42		740.72 t·m

$I = 2(7.7^2 + 2.6^2)$
$= 132.10$ m²



$N = \frac{685.52}{4} \pm \frac{740.72}{132.10} \times 7.7 = 170.88 \pm 43.18$

$= \begin{cases} 214.06 \\ 127.70 \end{cases}$ t

$H = \frac{740.72}{4} = 185.18$ t·m

$e = \frac{M}{N} = 1.450\ m$

$\frac{e}{h} = \frac{1.450}{1.200} = 1.208$

$\frac{d'}{h} = \frac{12}{120} = 0.100$

$As = 11 - D25 = 55.74\ cm^2$

$p = \frac{55.74}{170 \times 120} = 0.00273$

$K = 0.290 \qquad c = 0.084$

$\sigma_c = \frac{N}{bhc} = \frac{127,700}{170 \times 120 \times 0.084} = 74.5\ kg/cm^2$

$\sigma_s = n\sigma_c \frac{1 - k - d'/h}{k} = 15 \times 74.5 \times \frac{1 - 0.290 - 0.1}{0.290}$

$= 2351\ kg/cm^2$

3.4. 基礎構造 (常時)

$M = 113.2 \times 0.8 = 90.56\ t\cdot m$

$M' = 90.56 / 2.5 = 36.22\ t\cdot m$

$\gamma_s = \alpha \sqrt{\frac{\sigma_s b}{M}} = 135 \times \sqrt{\frac{1.8 \times 1.0}{36.22}} = 30.09$

$\therefore p = 0.118\ \%$

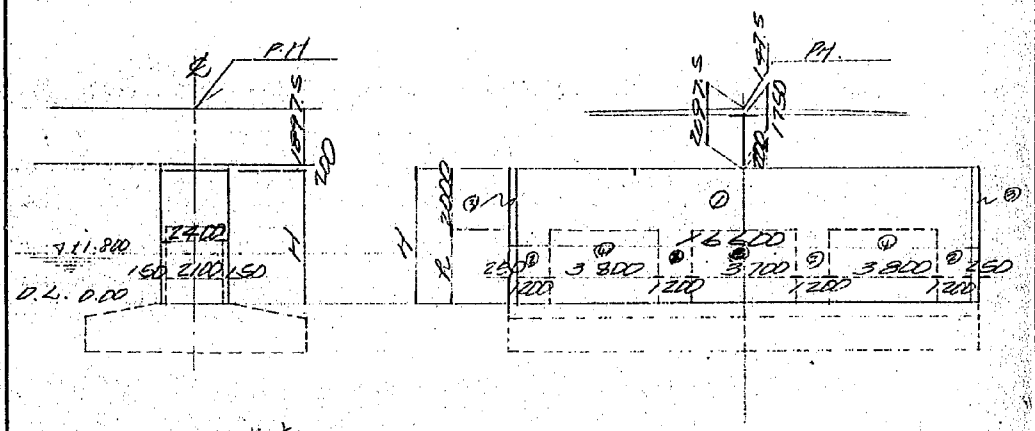
よって所要 As は.

$As = 0.118 \times 135 = 16.0\ cm^2/m$

これに対して $As = D19@15cm\ c/c = 19.10\ cm^2/m$

を使用する.

4. 下部構造 -4 (P5)



寸法表

	P4	H	R
P3	6.771	4.6736	2.6736
P5	6.853	4.7605	2.7605

上部工反力

			P3	P5
外桁反力			132.7	138.3
全反力	満載時	西荷重	189	174
		偏荷重	43	39
		死荷重	962	1037
		計	1,194	1245
	地震時	+Kv	1,058.2	1135.2
		-Kv	845.8	928.8
	水平	制動荷重	48.1	51.6
		自荷重	192.4	206.4

上記より P5 について計算し P3 はそれに準ずるものとする。

4.1. 鉛直力、水平力に対する安定

躯体自重の算定

		W	Y	My
①	2.4×16.1×2.0×2.5=	193.20	3.7605	726.53
②	2.7605×1.2×2.4×2.5×4=	79.50	1.3803	109.73
③	4.7605×2.4×0.26×2.5=	7.14	2.3803	17.00
④	0.15×3.8×2.7605×2.5×4=	15.73	1.3803	21.71
⑤	0.15×3.7×2.7605×2.5×2=	7.66	〃	10.57
		303.23t		884.54t·m

Y = 884.54/303.23 = 2.917m

地震時 W1KV = 303.23 × 1.1 = 333.55t
W-KV = 〃 × 0.9 = 272.91〃
W KH = 〃 × 0.2 = 60.66〃

1-2. 浮力

海水の単位容量を γ0 = 1.03t/m³ とすると浮力Fは

F = 16.350 × 2.4 × 1.8 × 1.03 = 72.75t

4.2. 躯体

底下端に於ける断面力 (-KV)

	N	H	Y	M
上部工	928.80	51.6 (206.4)	4.158	317.75 (1271.01)
躯体	272.91	〃 60.66	2.917	176.92
浮力	-72.75	—	—	—
	1128.96	112.25 (267.05)		494.67 (1447.93)

註 ( ) 内の数字は橋軸直角方向の数字である。

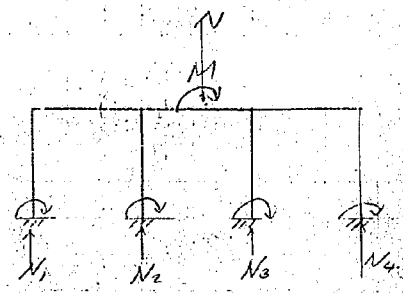
断面力の各柱に対する負担

橋軸方向

N = 1128.96/4 = 282.24t/本.
M = 494.67/4 = 123.67t·m/本

橋軸直角方向

$I = 2\times(2.45^2 + 7.45^2) = 123.01\ m^4$



$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M}{I}x$

$N_1 = \frac{1128.96}{4} - \frac{1447.93}{123.01}\times 7.45 = 194.55\ t/本$

$N_2 = \frac{1128.96}{4} - \frac{1447.93}{123.01}\times 2.45 = 253.40$ "

$N_3 = $ " $+$ " $\times 2.45 = 311.08$ "

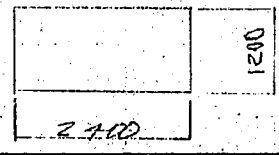
$N_4 = $ " $+$ " $\times 7.45 = 369.93$ "

$M = 1447.93/4 = 361.98\ t\cdot m/本$

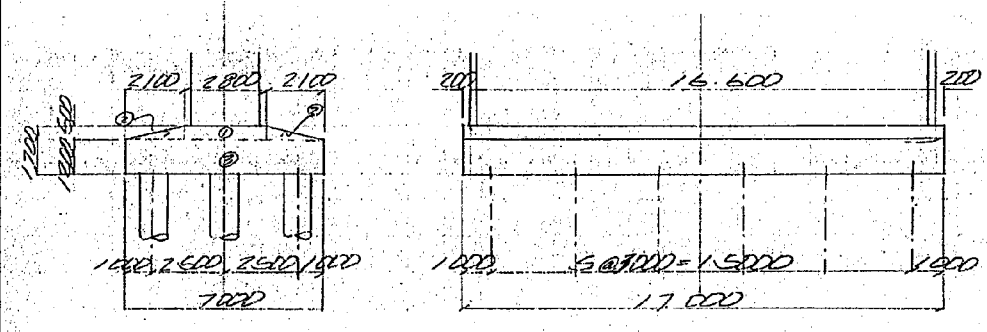
ハ-イ. 柱断面の決定

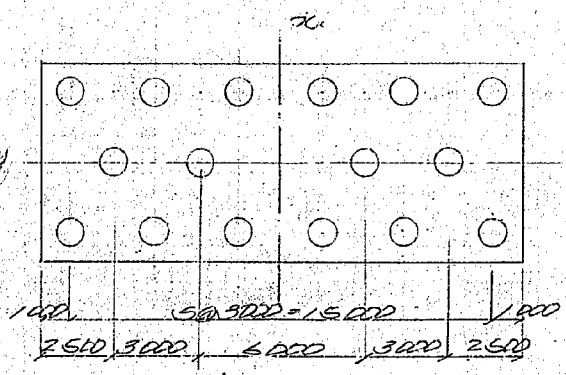
橋軸直角方向について計算する。

	端柱	中間柱
M	361.98	361.98
N	194.55	253.40
$e = M/N$	1.861	1.428
e/h	1.551	1.190
d'/h	0.125	0.125
A_s	$24\cdot025 = 121.61$	$20\cdot025 = 101.34$
$p = A_s/bh$	0.00422	0.00352
K	0.309	0.311
C	0.074	0.091
$\sigma_c = N/bhc$	91.3	96.7
$\sigma_s = n\sigma_c(1-K-\frac{d'}{h})/K$	2609	2630



4.3 基礎構造





$I_x = \{2\times(1.5^2+4.5^2+7.5^2)+(3.0^2+6.0^2)\}\times 2$
$= 405.00\ m^3$

$I_y = 2\times 6\times 2.5^2 = 75.00\ m^3$

フーチング重量

	W (t)	Y (m)	Y	M=W·Y
①	2.8×0.5×17.0×2.5 =	59.50	11.90	1.450	17.26
②	2.1×0.5×17.0×2.5 =	44.63	8.93	1.367	12.21
③	7.0×1.2×17.0×2.5 =	357.00	71.40	0.600	42.84
		461.13	92.23		72.31

浮力 $F = 461.13\times\frac{1.03}{2.5} = 189.99\ t$

常時杭反力

鉛直力 $N = 1275.00 + 303.23 - 72.75 + 461.13 - 189.99$
$= 1776.62\ t$

杭反力 $g = \frac{N}{n} = \frac{1746.62}{16} = 109.2$ t/本

地震時($-K_v$)

鉛直力 $N_{-Kv} = 1128.96 + 461.13 \times 0.9 - 189.99 = 1353.99$ t

モーメント

橋軸方向 $M_{-Kv} = 72.31 + 997.67 + 1.7 \times 112.25 = 1757.81$ t·m

直角方向 $M_{-Kv} = 72.31 + 1441.93 + 1.7 \times 267.05 = 1974.23$ t·m

水平力

橋軸方向 $H = 112.25 + 92.23 = 204.48$ t

直角方向 $H = 267.05 + 92.23 = 359.28$ t

橋軸方向杭反力

$$g = \frac{N_{-Kv}}{n} + \frac{M_{-Kv} \cdot e}{I}$$

$$= \frac{1353.99}{16} \pm \frac{1757.81}{75.00} \times 2.5 = 84.62 \pm 25.26$$

$$= \begin{cases} 109.9 \text{ t/本} \\ 59.4 \text{ t/本} \end{cases}$$

$g_H = 204.48/16 = 12.8$ t/本

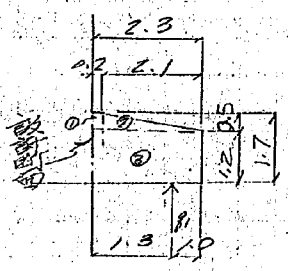
橋軸直角方向杭反力

$$g = \frac{1353.99}{16} \pm \frac{1974.23}{405.0} \times 7.5 = 84.62 \pm 36.56$$

$$= \begin{cases} 121.2 \text{ t/本} \\ 48.1 \text{ 〃} \end{cases}$$

$g_H = 359.28/16 = 22.5$ t/本

フーチング断面決定



	W	X	Mx
①	0.2×0.5×2.5 = 0.25	0.10	0.025
②	0.5²×2.1×2.5 = 1.31	0.90	1.181
③	1.2×2.3×2.5 = 6.90	1.16	7.935
	8.46		9.141

断面力、

常時 $M = -9.14 + 109.2 \times 1.3/3.0 = 38.18$ t·m/m

$S = -8.46 + 109.2/3 = 27.94$ t/m

地震時 (一Ku)

$M = -9.14 \times 0.9 + 121.2 \times 1.3/3.0 = 44.29$ ($\div 1.5 = 29.53$)

$S = -8.46 \times 0.9 + 121.2/3.0 = 32.79$

依って常時で決る。

$M = 38.18$ t·m/m

$\sigma_s = d\sqrt{\frac{\sigma_c b}{M}} = 155 \times \sqrt{\frac{1.8 \times 1.0}{38.18}} = 33.65$

依って必要鉄筋比 $p = 0.093\%$ i.e. 所要鉄筋量 As は

$As = pbd = 0.093 \times 155 = 14.5$ cm²/m.

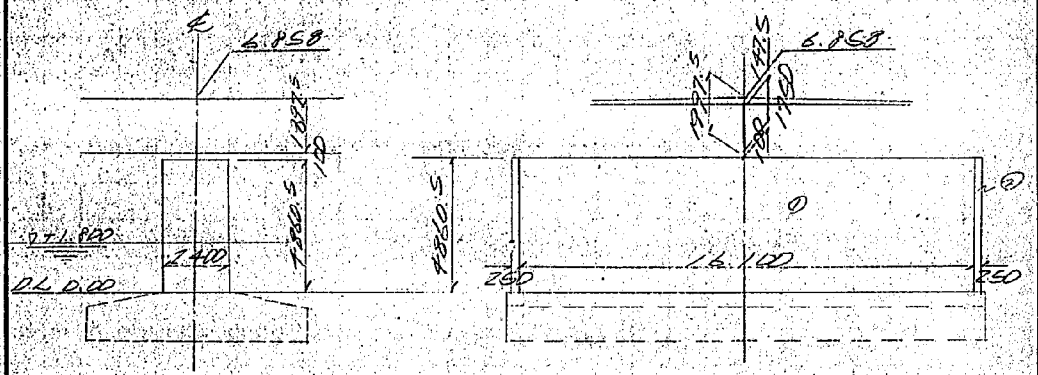
これに対して

$As = D19 @ 15$ cm c/c $= 19.10$ cm²/m.

で用いる。

5. 下部構造 -3 (P4)

固定橋脚はP4橋脚について計算し、これ下他の固定橋脚に対しても準用するものとする。



上部工反力

常時	活荷重	174 t
	衝撃荷重	39
	死荷重	1032
	計	1245 t
地震時	+Kv	1,135.2 t
	-Kv	928.8 t
	水平力	
	橋軸方向	605.2 t
	直角方向	206.1 t

5.1 鉛直力、水平力に対する安定

5.1.1. 躯体自重の算定

		W
①	4.860S × 16.1 × 2.4 × 2.5 =	469.52
②	0.25 × 4.860S × 2.4 × 2.5 =	7.29
	計	476.81 t

W-KV = 476.81 × 1.1 = 524.49 t
W-KH = 476.81 × 0.9 = 429.13 t
W-KM = 476.81 × 0.2 = 95.36 t

5.1.2. 浮力

F = 16.350 × 2.4 × 1.8 × 1.03 = 72.76 t

5.1.3. 壁下端に於ける断面力 (-KH)

	N	H	Y	M-H
上部工	928.80	205.2 (206.4)	4.158	3721.98 (1269.36)
躯体	429.13	95.36	2.430	231.72
浮力	-72.76	—	—	—
	1285.18	740.56 (301.76)		3953.70 (1501.08)

(註) ( ) 内の数字は橋軸直角方向のものである。

5.2. 躯体 壁断面の決定 (橋軸方向)

N = 1285.18 ÷ 16.1 = 79.82 t/m
M = 3953.70 ÷ 16.1 = 245.57 t·m/m

$\frac{e}{h} = \frac{M}{Nh} = \frac{245.57}{79.82 \times 2.4} = 1.282$

$\frac{d'}{h} = \frac{10}{240} = 0.042$

As = .025 ~ 12.5 cm c/c = 40.54 cm²/m

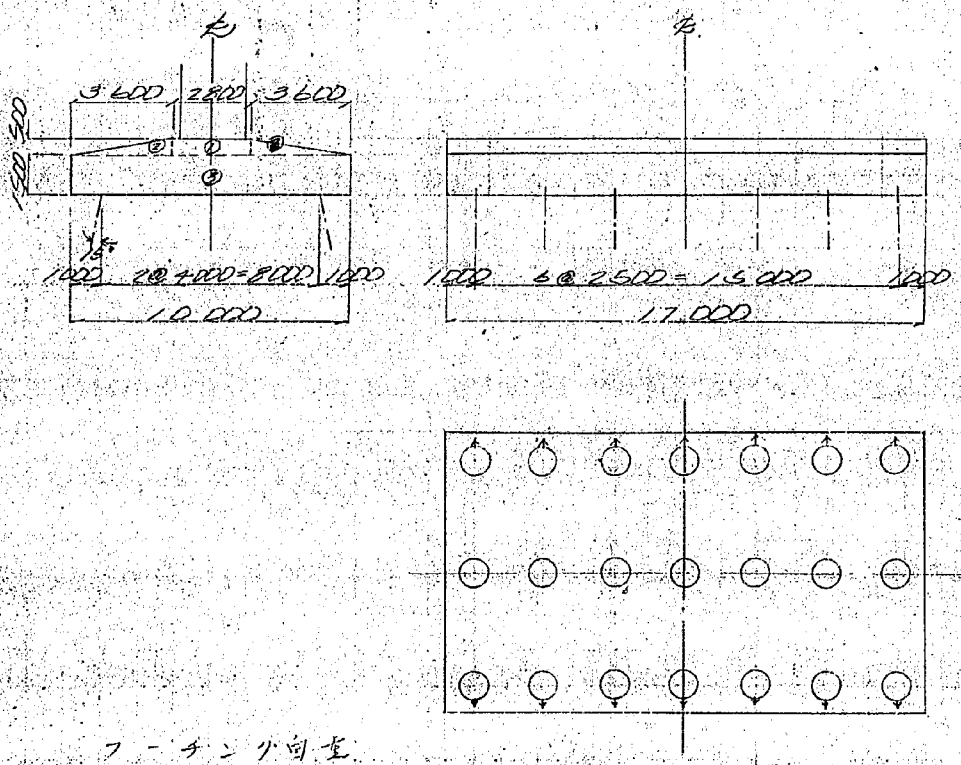
$p = 40.54 / 100 \times 240 = 0.00169$

K = 0.245 C = 0.069

$$\sigma_c = \frac{N}{bnc} = \frac{79820}{100 \times 240 \times 0.069} = 48.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = n\sigma_c \frac{1-k-\phi'}{k} = 2104 \text{ kg/cm}^2$$

5.3. 基礎構造



フーチング向き

	W	0.2W	y	My
① 2.8×0.5×17.00×2.5 =	59.50	11.90	1.750	20.83
② 3.6×0.5×17.0×2.5 =	76.50	15.30	1.667	25.51
③ 10.0×1.5×17.0×2.5 =	637.50	127.50	0.750	96.63
	773.50	154.70		141.97

浮力 $F = 773.5 \times \frac{1.03}{2.5} = 318.68$ t

・フーチング下端に働く外力

常時

鉛直力 $N = 1245.00 + 776.81 - 72.75 + 773.50 - 318.68$
$= 2,103.88$ t

地震時(-Kv)

$N_{-Kv} = 1285.18 + 773.50 \times 0.9 - 318.68 = 1662.65$ t

$H = \begin{pmatrix} 700.56 \\ 301.76 \end{pmatrix} + 154.70 = \begin{cases} 855.26 \cdots \text{橋軸方向} \\ 456.46 \cdots \text{直角方向} \end{cases}$

$M = \begin{pmatrix} 3953.70 \\ 1501.08 \end{pmatrix} + 154.70 + 2.0 \times \begin{pmatrix} 700.56 \\ 301.76 \end{pmatrix}$

$= \begin{cases} 5509.52 \cdots \text{橋軸方向} \\ 2259.30 \cdots \text{直角方向} \end{cases}$

橋軸方向杭反力解析

ここでは、フーチングの変位を考慮した計算を行うものとする。但し地盤に於ける、橋軸方向バネ定数 Kv 及び橋軸直角方向バネ定数 KHH は次に依るものとする

$K_V = 100$ t/m

$K_{HH} = 10$ t/m

$$\left.\begin{aligned} \Sigma(A_i X_i \alpha + A_i \delta_y + B_i \delta_x) &= H \\ \Sigma(C_i X_i \alpha + C_i \delta_y + V_i \delta_x) &= V \\ \Sigma(C_i X_i^2 \alpha + C_i X_i \delta_y + A_i X_i \delta_x) &= M \end{aligned}\right\} \quad (1)$$

$A_i = (-K_{HH} + K_V) \cos\theta_i \sin\theta_i$

$A_1 = (-10+100)\cos 15^\circ \sin 15^\circ = 22.50$

$A_2 = 0$

$A_3 = (-10+100)\cos(-15^\circ)\sin(-15^\circ) = -22.50$

$B_i = K_{HH}\cos^2\theta_i + K_V \sin^2\theta_i$

$B_1 = 10\cos^2 15^\circ + 100\sin^2 15^\circ = 16.03$

$B_2 = 10\cos^2 0 + 100\sin^2 0 = 10.00$

$B_3 = 10\cos^2(-15^\circ) + 100\sin^2(-15^\circ) = 16.03$

$C_i = K_{HH}\sin^2\theta_i + K_V\cos^2\theta_i$

$C_1 = 10\sin^2 15^\circ + 100\cos^2 15^\circ = 93.97$

$C_2 = 10\sin^2 0 + 100\cos^2 0 = 100.00$

$C_3 = 10\sin^2(-15^\circ) + 100\cos^2(-15^\circ) = 93.97$

$\Sigma A_i X_i = 2\times 7 \times 22.5 \times 400 = 12.60\times 10^4$

$\Sigma C_i X_i = 0$

$\Sigma C_i X_i^2 = 2\times 7 \times 93.97 \times 400^2 = 21.05\times 10^7$

$\Sigma A_i = 0$

$\Sigma B_i = 2\times 7 \times 16.03 + 7\times 10 = 294.42$

$\Sigma C_i = 2\times 7 \times 93.97 + 100\times 7 = 2015.58$

常時 -e.(1) より

$$12.60\times10^{4}\alpha + 297.42\delta x = 0$$
$$2015.58\delta y = 2103.88$$
$$21.05\times10^{7}\alpha + 12.60\times10^{4}\delta x = 0$$

以上より $\alpha = \delta x = 0$

$$\delta y = \frac{2103.88}{2015.58} = 1.044\ cm$$

$P_{Vi} = K_V(x_i\alpha\cos\theta_i - \delta y\cos\theta_i + \delta x\sin\theta_i)$

$P_{V1} = 100\times1.044\times\cos15^\circ = 100.9\ t/本$

$P_{V2} = 100\times1.044\times\cos0 = 104.4$ "

$P_{V3} = 100\times1.044\times\cos(-15^\circ) = 100.9$ "

$P_{Hi} = K_{HH}(-x_i\alpha\sin\theta_i - \delta y\sin\theta_i + \delta x\cos\theta_i)$

$P_{H1} = 10(-1.044\times\sin15^\circ) = -2.7\ t/本$

$P_{H2} = 10(-1.044\times\sin0) = 0$ "

$P_{H3} = 10(-1.044\times\sin(-15^\circ)) = 2.7$ "

地震時 - K_V の場合.

$$\left.\begin{aligned} 1260\alpha + 2.9412\delta x &= 8.5526 \\ 2016.58\delta y &= 1662.65 \\ 2105\alpha + 1.260\delta x &= 5.5095 \end{aligned}\right\}\ (2)$$

(eg. (2) 8-1)

$$\delta_y = \frac{1662.65}{2015.58} = 0.825^{cm}$$

$$\delta_z = \frac{1260 \times 5.5095 - 2105 \times 8.5526}{1260 \times 1.260 - 2105 \times 2.944} = \frac{11061}{4609.5} = 2.400^{cm}$$

$$\alpha = \frac{8.5526 \times 1.260 - 5.5095 \times 2.944}{1260 \times 1.260 - 2105 \times 2.944} = \frac{5.4437}{4609.5} = 0.001181^{rad}$$

$$P_{V1} = 100\{(400 \times 0.001181 + 0.825)\cos 15^\circ + 2.400 \times \sin 15^\circ\}$$

$$= 187.5\ t/本$$

$$P_{V2} = 100 \times 0.825 = 82.5\ t/本$$

$$P_{V3} = 100\{(-400 \times 0.001181 + 0.825)\cos(-15^\circ) + 2.400 \times \sin(-15^\circ)\}$$

$$= -30.5\ t/本$$

$$P_{H1} = 10\{-(400 \times 0.001181 + 0.825)\sin 15^\circ + 2.400 \times \cos(+15^\circ)\}$$

$$= 19.8\ t/本$$

$$P_{H2} = 10 \times 2.400 = 24.0\ t/本$$

$$P_{H3} = 10\{-(-400 \times 0.001181 + 0.825)\sin(-15^\circ) + 2.400 \times \cos(-15^\circ)\}$$

$$= 24.1\ t/本$$

橋脚直角方向 (-Kv)

$$I = 6 \times (2.5^2 + 5.0^2 + 7.5^2) = 525.0\ m^2$$

$$P_V = \frac{N}{n} + \frac{M}{I} y = \frac{1662.65}{21} \pm \frac{2259.3}{525.0} \times 7.5 = \begin{cases} 111.5\ t/本 \\ 46.9 \end{cases}$$

$$P_H = H/n = 456.46/21 = 21.7\ t/本$$

フーチング断面決定

断面モーメント（2.5m当）

常時 $M = 100.9 \times \cos 15° \times 2.8 = 272.91$ t·m

地震-Kv $M = 187.5 \times \cos 15° \times 2.8 = 507.15$ t·m (÷1.5 = 338.10)

従って設計モーメント

$M = 507.15$ t·m

$$\gamma_s = d\sqrt{\frac{\sigma_{sb}}{M}} = 1.85 \times \sqrt{\frac{2.7 \times 2.5}{507.15}} = 21.34$$

従って所要鉄筋比 $P = 0.238\%$ i.e. 所要 A_s は

$A_s = 0.238 \times 2.5 \times 185 = 110.1$ cm²

A_s = D32 ~ 12 mm A_c = 15-D32 = 119.13 cm²

を用いる。

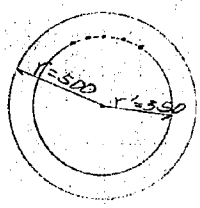
5.4. 基礎杭の応力度検算

5.4.1. 現場打コンクリート杭

$A_s = 20-D32 = 158.8\ cm^2$

$p = 0.0202$

$r'/r = 0.75$



$\beta = 2.10 \times 10^{-3}\ cm^{-1}$

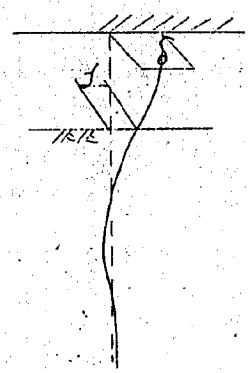
杭頭拘束曲げモーメント M_0

$M_0 = H \frac{1+\beta H}{2\beta} = 3.631H \quad (tM)$

杭頭変位 $\delta = 0.0484H \quad (cm)$

地表変位 $f = 0.0399H \quad (cm)$

	A_W	P_S
N：杭軸方向力	42.9	48.1
H：杭軸直角方向力	18.3	22.5
$M_0 = 3.631H$	66.45	81.70
$e/A = M_0/Nr$	3.10	3.40
K	0.784	0.778
C	0.210	0.190
$\sigma_c = N/cr^2$	81.7	101.3
$\sigma_s = \frac{m\sigma_c}{K}(1-K+\frac{r'}{r})$	1510	1898
$\delta = 0.0484H$	0.89	1.09
$f = 0.0399H$	0.73	0.90



5.4.2. 鋼管杭応力度検算.

$\phi = 812.8$　　$t = 12.7$

$N = 187.5^{t}$　　$H = 19.8^{t}$　　$M_0 = 3.399H = 67.30^{t\cdot m}$

$N = -30.5^{t}$　　$H = 24.1^{t}$　　$M_0 = 3.399H = 81.92^{t\cdot m}$

$\sigma_s = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$　　$\begin{cases} A = 319.2^{cm^2} \\ W = 6290^{cm^3} \end{cases}$

$\sigma_s = \frac{187500}{319.2} \pm \frac{6730000}{6290}$

$= 587.4 \pm 1069.9$

$= \begin{cases} 1657.3^{kg/cm^2} \\ -482.5 \quad " \end{cases}$

$\sigma_s = \frac{-30500}{319.2} \pm \frac{8192000}{6290}$

$= -96.6 \pm 1302.4$

$= \begin{cases} 1206.8^{kg/cm^2} \\ 1398.0 \quad " \end{cases}$

$\delta = 0.0716H = 0.0716 \times 24.1 = 1.73^{cm}$

$f = 0.0568H = 0.0568 \times 24.1 = 1.37$ "

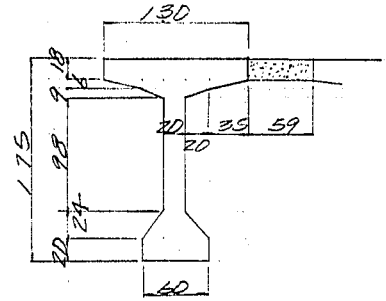
6.1. 上部構造 主ゲタ計算断面力表

設計荷重作用時

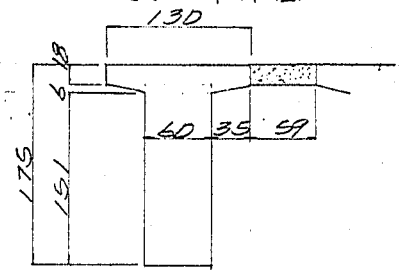
着目点	支点Dからの距離	Md (t·m)	Mer.i (t·m) max.	Mer.i (t·m) min.	計 (t·m) Mmax.	計 (t·m) Mmin.	荷重による応力度 σ kg/m² max	σ kg/m² min	σ' kg/m² max	σ' kg/m² min	Pe (t)	Me (t·m)
4	15.296	350.1	174.7	-31.7	524.8	318.4	121	78	-192	-112	499.6	-362.3
10	38.240	-339.1	36.1	-164.2	-313.0	-503.3	-55	-87	75	120	402.1	346.9
15	57.360	154.7	138.8	-65.2	293.5	89.5	66	26	-100	-31	470.2	-220.4

着目点	有効プレストレス(kg/m²) σce	σce'	合成応力度 (kg/m²) σc max.+σce	σc min+σce	σc' σ'max+σ'ce	σ'min+σ'ce	σca	σ'ca	破壊に対する安全度
4	196	-24	97	54	14	84	<130	>0	1.7
10	-52	91	36	4	23	68	>0	<130	1.4
15	142	8	74	99	42	111	<130	>0	2.8

中央断面図



支点断面図



日本建設コンサルタント株式会社

6.2. 下部構造 断面応力表

			単位	AWo.	AW	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	AM	AMo.
脚の型式					M	F	M	M.M	F	M	M.M	F	M	M	
路面標高			m	5.930.5	6.000	6.344	6.599	6.771	6.857	6.857	6.771	6.599	6.344	6.000	5.910.5
橋脚天端標高			〃	5.330.5	3.902	4.346	4.501	4.673	4.859	4.759	4.673	4.601	4.246	3.902	5.210.5
フーチング底面標高			〃	3.630.5	-1.500	-2.000	-1.700	-1.700	-2.000	-1.700	-1.700	-2.000	-1.700	-1.500	3.810.5
橋脚全高			〃	5.930.5	7.700	6.346	6.201	6.373	6.859	6.559	6.373	6.601	5.946	7.700	5.910.5
橋脚天端長さ			〃	20.000	16.600	16.600	16.600	16.600	16.600	16.600	16.600	16.600	16.600	20.000	16.000
〃 幅			〃	0.500	1.250	2.400	2.400	2.400	2.400	2.400	2.400	2.400	2.400	1.250	0.500
脚柱高さ			〃	3.630.5	6.000	4.346	4.501	4.673	4.859	4.759	4.673	4.601	4.246	6.000	3.810.5
〃 幅			〃	φ1.0	16.600	16.600	16.600	16.600	16.600	16.600	16.600	16.600	16.600	20.000	φ1.0
杭先端標高			〃	-34.700	-34.700	-34.500	-34.600	-36.100	-36.000	-36.100	-33.600	-34.500	-36.100	-34.400	-34.000
平行	フーチング頂面	N	t						1.285.2	1.129.0					
〃	〃	M	t·m						3.953.7	494.7					
〃	〃	S	t						700.6	112.3					
直面	〃	N	t		683.5				1.285.2	1.129.0					
〃	〃	M	t·m		740.7				1.501.1	1.447.9					
〃	〃	S	t		158.4				301.8	267.1					
平行	フーチング底面	N	t		820.2				1.662.7	1.354.0					
〃	〃	M	t·m		724.2				5.509.5	757.8					
〃	〃	S	t		147.4				855.3	204.5					
直面	〃	N	t		820.2				1.662.7	1.354.0					
〃	〃	M	t·m		1.042.9				2.259.3	1.974.2					
〃	〃	S	t		219.6				456.5	359.3					
フーチング	長さ		m	—	16.600	17.000	17.000	17.000	17.000	17.000	17.000	17.000	17.000	20.000	—
〃	幅		〃	—	4.500	10.000	7.000	7.000	10.000	7.000	7.000	10.000	7.000	4.500	—
〃	厚		〃	—	1.500	2.000	1.700	1.700	2.000	1.700	1.700	1.700	1.700	1.500	—

地震時 日本建設コンサルタント株式会社

		単位	AW0	AW	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	AM	AM0	
くい本数	鉛直	本	4	12	7	16	16	7	16	16	7	16	14	4	
	斜	〃	—	—	14	—	—	14	—	—	14	—	—	—	
くい長	鉛直	m	34.900	33.500	33.000	33.000	33.500	34.500	34.300	32.000	33.000	34.500	33.000	34.000	
	斜	〃	—	—	34.000	—	—	35.500	—	—	34.000	—	—	—	
くい断面寸法		m	φ1.0	φ1.0	φ0.8	φ1.0	φ1.0	φ0.8	φ1.0	φ1.0	φ0.8	φ1.0	φ1.0	φ1.0	
地震時許容支持力	押込	t	225	225	185	225	225	185	225	225	185	225	225	225	
	引抜	〃													
	水平	〃													
平行	最大作用軸力	t		116.6				187.5	109.9						
	モーメント	t·m		44.7				81.9	46.5						
	せん断力	t		12.3				24.1	12.8						
	断面応力度 σ_s	kg/m²		—				1.657 −1.398	—						
	断面応力度 σ_c	〃		—				—	—						
	くい頭変位	cm		0.60				1.73	0.62						
直角	最大作用軸力	t		93.8				111.5	121.2						
	モーメント	t·m		66.4				73.8	81.7						
	せん断力	t		18.3				21.7	22.5						
	断面応力度 σ_s	kg/m²		1.510				—	1.898						
	断面応力度 σ_c	〃		81.7				—	101.3						
	くい頭変位	cm		0.89				1.55	1.09						
常時	作用軸力	t		113.2				104.4	109.2						

地震時

日本建設コンサルタント株式会社

新青柳橋
基本計画資料

建設省土木研究所

新青柳橋ｵ3案概略所要材料積算書

昭和40年8月

日本建設コンサルタント株式会社

新青柳橋外3案概略所要材料積算書

目　次

1. 上部構造 ―――――――――― 1

2. 下部構造 ―――――――――― 7

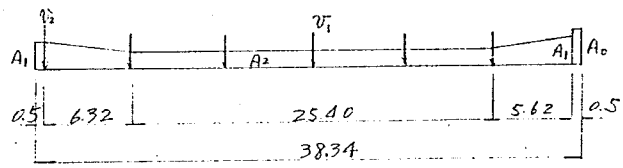
3. 総括 ―――――――――― 23

1. 上部構造

1.1. コンクリート体積

1. 主桁 （桁1本当り） $\sigma_{28}=400$

a) 側径間の主桁

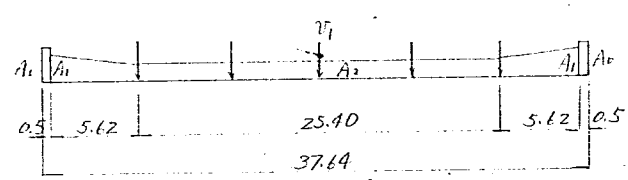


$A_0 = 2.135\ m^2$
$A_1 = 1.197\ "$
$A_2 = 0.739\ "$

$V_1 = 1.1435 \times 0.2 = 0.229\ m^3$
$V_2 = 0.9380 \times 0.2 = 0.188\ m^3$

$$V = 0.5A_1 + 0.5A_0 + (6.32+5.62)(A_1+A_2)\times\frac{1}{2} + 25.40A_2 + 5V_1 + V_2$$
$$= 33.33\ m^3$$

b) 中央径間の主桁



$$V = 0.5A_0\times 2 + 5.62(A_1+A_2) + 25.40A_2 + 5V_1$$
$$= 32.93\ m^3$$

主桁1本当り $V = \dfrac{33.33\times 18 + 32.93\times 9}{27} = 33.20\ m^3$

2. 中間支点上床版，支点上横桁 （3連当り） $f_{ck}=400$

中間支点横桁

$0.57 \times 1.55 \times 1.0 \times 8 \times 2 + 0.6 \times 1.55 \times 15.72 \times 2 = 43.87\ m^3$

端支点横桁

$(0.938 + 0.57 \times 1.370) \times 0.3 \times 8 \times 2 + 0.18 \times 0.57 \times 0.2 \times 8 \times 2$

$= 8.72\ m^3$

床版 $(6.98 \times 2 - 1.60) \times 0.18 \times 8 \times 3 = 32.37\ m^3$

計 $84.96\ m^3$

3. 床版目地，中間横桁 （3連当り） $f_{ck}=300$

横桁 $1.151 \times 0.2 \times 8 \times 5 \times 3 = 27.62\ m^3$

目地 $0.57 \times 0.18 \times (115.5 - 1.5 \times 2 - 1.92 \times 2 \times 2) \times 8 = 75.46$

計 $103.08\ m^3$

4. 歩道 （3連当り）

$(0.12 + 0.1425) \times 1.50 \times 115.50 = 45.48\ m^3$

5. 橋面防止 （3連当り）

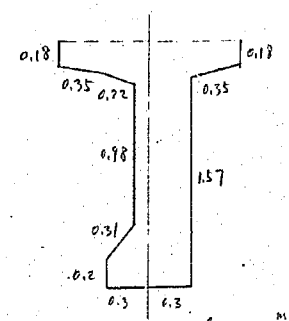
$0.0775 \times 6.5 \times 115.5 = 73.21\ m^3$

6. 地震　　(3連当り)

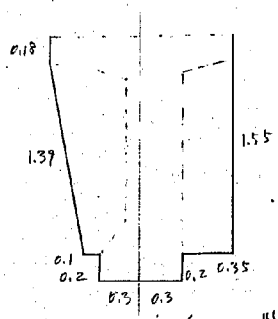
$(0.3 \times 0.2725 + 0.09 \times 0.18) \times 2 \times 115.5 = 22.63\ m^3$

1.2. 型枠面積

1. 主桁　(1本当り)



$\ell_1 = 5.08\ m$　　$\ell_2 = 4.80\ m$



$\ell_3 = 4.34\ m$　　$\ell_4 = 4.80\ m$

$A = (25.4 - 0.2 \times 5)\ell_1 + (\ell_1 + \ell_2) \times 5.12 + 1.5 \times 2 \times \ell_4$

$+ 0.2 \times \ell_3 \times 5 + 1.1435 \times 2 \times 5 + 0.738 \times 2 \times 2 + 1.197 \times 2$

$= 206.2\ m^2$

2. 場所打部　（3連当り）

目地

$0.59 \times (115.5 - 0.2 \times 5 \times 3 - 1.6 \times 2 - 0.5 \times 2) \times 8 = 511.2\ m^2$

横打

$1.37 \times 0.2 \times 8 \times 5 \times 3 + 1.151 \times 2 \times 8 \times 5 \times 3 + 0.6 \times 15.72 \times 2$
$+ 0.59 \times (1.0 + 0.5) \times 8 \times 2 + 0.59 \times 1.55 \times 2 \times 8 \times 4$

$= 400.70\ m^2$

計 $911.90\ m^2$

3. 地震　（3連当り）

$(0.1 + 0.373 + 0.09) \times 2 \times 115.5 = 130.1\ m^2$

1.3. PC 鋼材.

1. 縦締. (3連当り)

φ7.

$W = 9 \times (34^{ヶ所} \times 5 \times 114.6^{m} - 10^{ヶ所} \times 1 \times 37.69^{m} + 34^{ヶ所} \times 2 \times 4.5^{m}) \times 0.302^{kg/m} = 52,760.70^{kg}$

φ5.

$W = 13.04^{m} \times 28^{ヶ所} \times 8 \times 2 \times 0.159^{kg/m} = 899.7^{kg}$

φ33 (オス柱鋼棒)

$W = 1.60^{m} \times 8 \times 8 \times 2 \times 6.17^{kg/m} = 1,263.60^{kg}$

2. 横締. (3連当り)

引張 0.9mにする.

床版 $\ell = 16.92 + 0.9 = 16.82^{m}$ 48×3ヶ所
横桁 $\ell = 15.52 \times 0.9 = 15.92^{m}$ 7×3ヶ所

$W = (16.82 \times 48 + 15.92 \times 7) \times 3 \times 16 \times 0.159$
$= 6,791.8^{kg}$

1.4. 中間ミース (3連当り)

1. 主桁 φ66

$L_1 = 9 \times (5 \times 119.6 + 2 \times 9.5 - 0.6 \times 34) = 5,059.4^{m}$

2. 床版 φ58

$L_2 = (13.09 - 0.9 \times 2) \times 8 \times 2 = 195.8^{m}$

3. 側構 φ40

$L_3 = (1.6 - 0.14 \times 2) \times 8 \times 8 \times 2 = 169.0^{m}$

4. 横締 φ40

$L_4 = (16.92 \times 48 + 15.52 \times 7) \times 3 = 2,690.9^{m}$

計 $8,109.6^{m}$

1.5. グラウト体積 (3連当り)

φ66	$q_1 = 0.003,421^{m^2}$	$\ell_1 = 5,238^{m}$
φ58	$q_2 = 0.002,642^{m^2}$	$\ell_2 = 208.6^{m}$
φ40	$q_3 = 0.001,257^{m^2}$	$\ell_3 = 2,859.9^{m}$

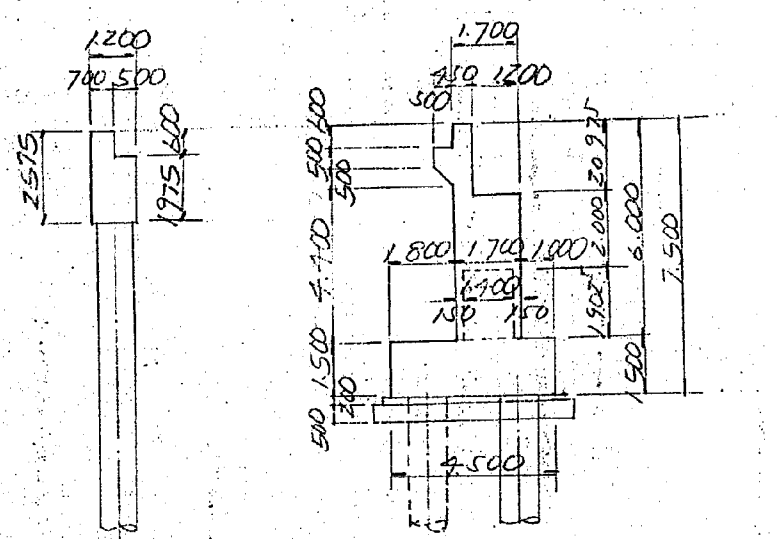
$V = q_1 \ell_1 + q_2 \ell_2 + q_3 \ell_3 = 22.06^{m^3}$

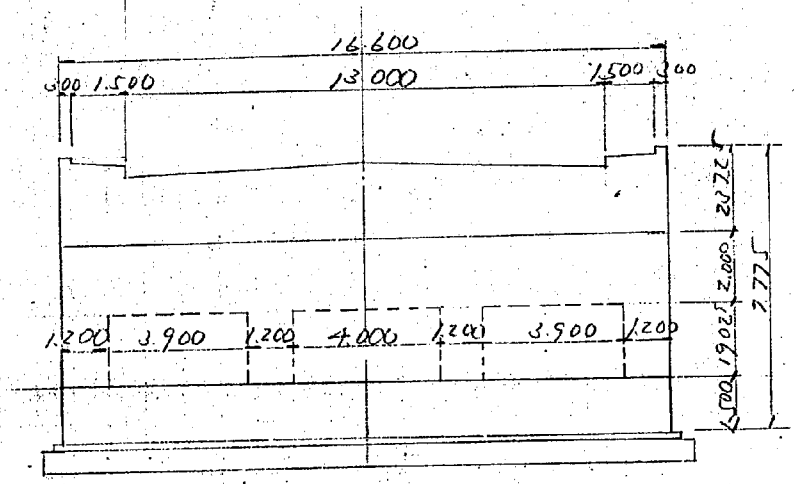
1.6. アスファルト体積 (3連当り)

$V = (0.03 \times 3.0 + 0.05 \times 13.0) \times 115.5 = 85.47^{m^3}$

2. 下部構造

2.1. AW 橋台





コンクリート

胸壁.

$\frac{1}{2}(2.077^{2}+2.000)\times 0.5^{2}\times 6.5\times 2 = 11.99$

$2.0\times 0.5^{2}\times 1.8\times 2 = 3.24$

地おこし.

$\frac{1}{2}(0.5^{2}+0.277^{2})\times 1.10\times 0.81\times 2 = 0.37$

$0.5\times 0.577^{2}\times 0.81\times 2 = 0.10$

踏掛.

$\frac{1}{2}(0.1+1.0)\times 0.5\times 16.100 = 6.29$

胎板: 110.13 / 31.63

$3.902^{2}\times 1.7\times 16.6-(3.9\times 2+4.0)\times 1.902^{2}\times 1.4-0.6\times 0.6\times 0.04\times 9 = 76.11$

2.59

ウイング

$\{1.0\times 5.40-\frac{1}{2}(0.1+1.0)\times 0.5\}\times 0.3\times 2 = 3.02$

フーチング

$1.1\times 5.5\times 16.6 = 112.05$

合計 { 胎板 90.9 / フーチング 112.1 } 203.0 m³

型枠.

胸壁前面.

$\frac{1}{2}(2.077^{2}+2.00)\times 6.5\times 2 = 26.68$

$2.00\times 1.8\times 2 = 7.20$

胸壁背面.

$\frac{1}{2}(0.6+0.502^{2})\times 6.5\times 2 = 7.17$

0.502[r] × 10 × 2 = 1.81

地ならし

1/2 { (0.2[r] + 0.172[r]) × 1/2 + 16.3 × 0.172[r] } × 2 = 2.01

0.2[r] × 0.5 × 2 + 0.1 × 0.6 × 2 = 0.32

跳掛

(0.1 + 0.172) × 16.0 = 19.31

躯体 前面.

3.902[r] × 16.60 + (0.1×0.8×2 + 0.6×0.6×2) × 9 = 79.90

背面.

4.2 × 16.0 = 70.4

中壁.

(3.9×2 + 4.0) × 1.902[r] × 2 = 44.90

(3.9×2 + 4.0) × 1.2 × 0 = 16.52

1.902[r] × 1.2 × 6 = 15.98

ウイング

0.3 × 1.2 × 2 = 3.24

(0.85 × 0.875 + 1.250 × 1.2 + 3.902[r] × 1/2[r]) × 2 = 26.20

{ 1.0 × 5.2 − 1/2 (0.1 + 1.0) × 0.1 } × 2 = 10.07

フーチング

(4.5 + 16.1) × 1.2 × 2 = 63.30

合計. { 躯体 341.8 / フーチング 63.3 } × 0.51 / m²

・ A1 No.

コンクリート

胴壁.

$\frac{1}{2}(10.6 + 0.1025) \times 0.7 \times 6.5 \times 2 = 5.02$

$0.5025 \times 1.5 \times 0.7 \times 2 = 1.06$

地下.

$\frac{1}{2}(10.25 + 0.2705) \times 1.5 \times 0.7 \times 2 = 0.55$

躯体. 脚柱

$1.70 \times 1.2 \times 20.00 = 40.80$

$3.6305 \times 0.5^2 \times 1.4 = 2.85$

フーチング

$\{0.5725 \times 1.5 \times 2.0 + \frac{1}{2} \times 0.3^2 \times 2.0 + 0.8725 \times 0.7 \times 2.0\} \times 2$

$- 0.8725 \times 0.1 \times 0.5 \times 2 = 5.31$

合計. 55.59 m³

型枠.

胴壁.

$\frac{1}{2}(10.6 + 0.1025) \times 6.5 \times 2 \times 2 = 14.33$

$0.1025 \times 1.5 \times 4 = 3.02$

地下.

$\frac{1}{2}(10.25 + 0.2705) \times 1.5 \times 4 = 1.57$

$(0.25 + 0.1) \times 0.7 \times 2 = 0.49$

躯体. 脚柱

$1.70 \times 20 \times 2 = 68.0$

$2.6 \times 1.0 \times 3.6305 = 11.80$

側面 & タイプ

(0.5Γ + 1.0 + 0.6 + 0.8Γ) × 2.0 × 2 ≒ 11.58

2.5Γ × 1.2 × 2 ≒ 6.18

(0.1Γ × 1.5 + 1/2 × 0.3² × π ≒ 3.17

0.1 × 0.8Γ × 2 ≒ 0.88

合計 120.1 m²

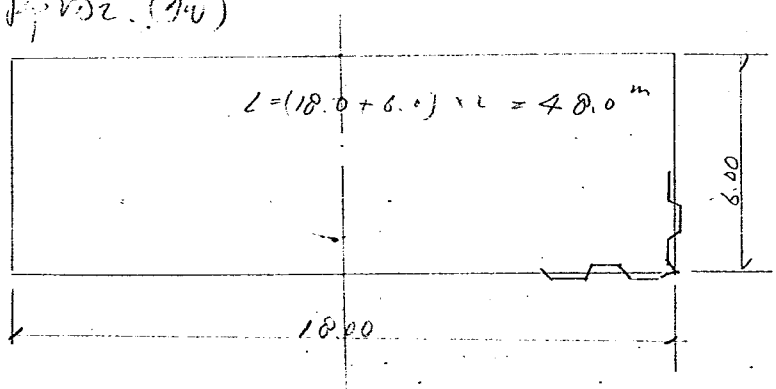
均しコンクリート

4.9 × 12.0 × 0.1 = 16.66 m³

型枠

5.5 × 12.0 × 0.5 ≒ 8.60 m³

躯体コン (フル)



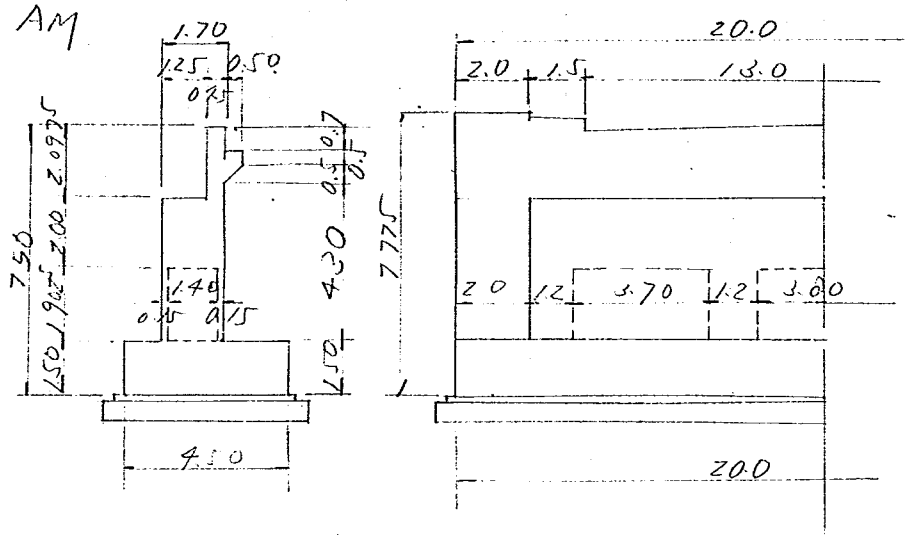
底版 (フル)

h = 3.0 m

V = Ah = 3.0 × 18.0 × 6.0 = 324 m³

2.2 南吸収側構台

AM



コンクリート

胸壁

$\frac{1}{2}(2.0+2.097^{t})\times 0.85\times 6.5\times 2 = 11.99$

$2.0\times 0.85\times 1.8\times 2 = 3.24$

地覆

$\frac{1}{2}(0.45+0.2775)\times 1.5\times 0.85\times 2 = 0.99$

路桁

$\frac{1}{2}(0.45+1.0)\times 0.50\times 16.0 = 6.0$

76.32

躯体

106.15

$1.70\times 3.50^{2}\times 16.0-(3.7\times 2+3.8)\times 1.40\times 1.5\times 2$ 17.81

$-(0.6\times 0.6\times 0.8\times 9) = 78.70$

$0.85\times 2.0\times 6.275\times 2 = 11.30$

ウイング

$1.0\times 5.312^{t}\times 0.3\times 2 = 3.19$

$\frac{1}{2}\times 0.3^{2}\times 5.312^{t}\times 2 = 0.88$

$1.0 \times 17 \times 0.862^2 \times 2$ (1.0) $+ \frac{1}{2} \times 0.5^2 \times 1.1 \times 2 = 1.67$

$\frac{1}{2}(0.3^2 + 2.5^2) \times 1.05 \times 0.5 = 0.81$

フーチング

$4.1 \times \square \times 1.5 = 13.5$

合計 { 躯体 112.8 / フーチング 135.0 } 247.8

壁体

胴長前面

$\frac{1}{2}(2.097^2 + 2.0) \times 6.5 \times 2 = 26.63$

$2.0 \times 1.5 \times 2 = 6.0$

地小く

$\frac{1}{2}(0.5^2 + 0.272^2) \times 1.5 \times 4 + (0.5 + 0.\square) \times 0.5 \times 2 = 1.88$

胸壁背面

$\frac{1}{2}(0.1 + 0.602^2) \times 6.5 \times 2 + 0.602^2 \times 1.1 \times 2 = 10.27$

胸壁天

$(0.1 + 0.707) \times 16.0 + \frac{1}{2}(0.1 + 1.0) \times 0.\square \times 2 = 20.06$

躯体

$16.0 \times 3.902^2 + 1.21 \times 3.902^2 \times 2 = 72.20$

$4.3 \times 16.0 + (0.6 \times 0.6 \times 2 + 0.6 \times 0.8 \times 2) \times 9 = 83.92$

竪壁

$(3.7 \times 2 + 3.8) \times 1.902^2 \times 2 = 42.62$

$(3.7 \times 2 + 3.8) \times 1.4 + 1.8 \times 1.7\square \times 6 = 31.66$

ウイング

6.27Γ × 2.0 × 4 = 50.20

1.4Γ × 6.27Γ × 2 + 1/2 (0.3Γ2 + 2.3Γ2) × 1.0Γ × 2
= 20.9Γ

0.7 × 6.27Γ × 2 + 1/2 × 0.Γ2 · Γ.8Γ × 2 = 11.28

1.8 × 0.7 × 2 + 1/2 × 0.Γ × Γ.8 × 2 = 2.5Γ

フーチング

(4.1 + 20.0) × Γ.0 × 2 = 73.Γ0

小計

躯体	380.2	} 451.7
フーチング	73.Γ	

小計。

コンクリート

(0.7 + 0.602Γ) × 6.5 × 0.7 × 2 = 1.82

0.6025 × 1.5 × 2 = 1.81

1/2 (0.2Γ + 0.2725) × 0.7 × 1.5 × 2 = 0.5Γ

1.8 × 16.0 × 1.2 = 26.88

3.8Γ0Γ × 3.14 × 0.5² = 2.99

合計 34.10

型枠

(0.7 + 0.602Γ) × 6.5 × 2 + 0.602Γ × 1.5 × 4 = 20.5Γ

1/2 (0.2Γ + 0.2725) × 1.5 × 4 = 1.5Γ

19 × 16.0 × 2 + 1.4 × 1.2 × 2 + 0.7 × 0.87Γ × 2 = 49.89

3.14 × 1.0 × 3.8Γ0Γ = 11.96

小計 83.5

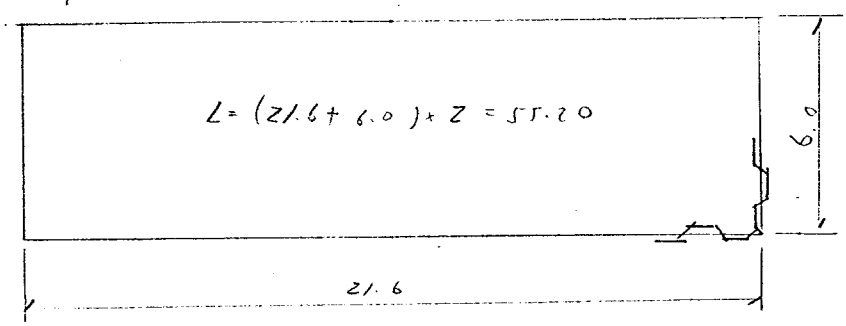
均しコンクリート

$6.9 \times 20.4 \times 0.1 = 20.0\ m^3$

型枠

$1.5 \times 11.0 \times 0.1 = 17.8\ m^3$

躯体Ⅱ



底版

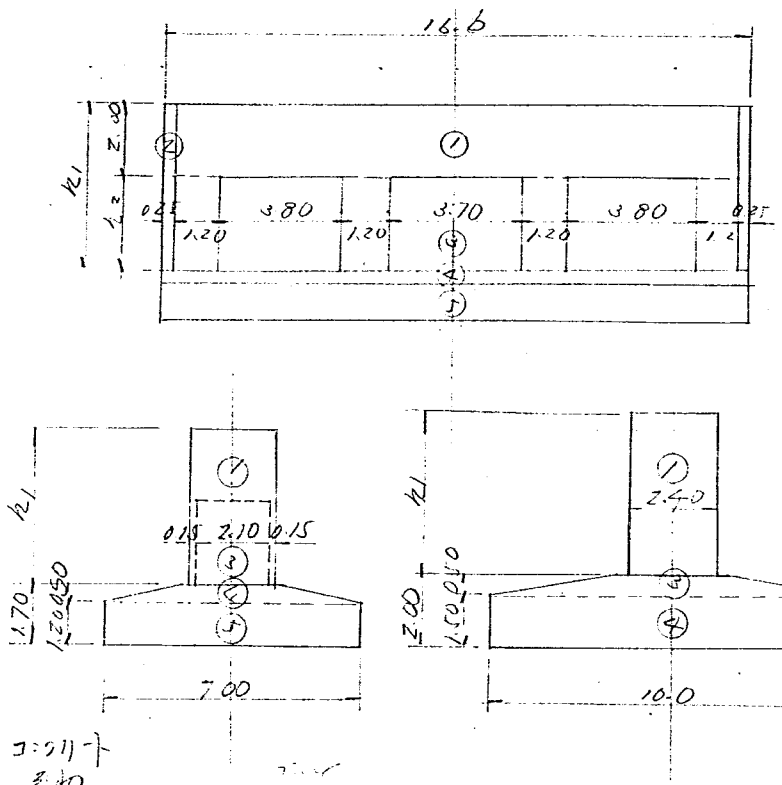
$h = 0.6$

$V = h \cdot A = 0.6 \times 21.6 \times 6.0 = 77.8\ m^3$

2.3 橋脚反力計算

	M	F	M	M M	F
	M_N	P_1	P_2	P_3	P_4
station	NO5+15.82	NO7+14.55	NO9+12.79	NO11+11.57	NO13+10.15
P.M	6.000	6.364	6.599	6.771	6.857
死荷重	2.097	1.997	2.097	2.097	1.997
橋脚天端	3.902	4.846	4.501	4.673	4.859
フーチング天端	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
フーチング下端		-2.000	-1.700	-1.700	-2.000
小計	3.902	4.846	4.501	4.673	4.859
計		8.748	9.201	9.373	9.759

	M	M M	F	M	M
	P_5	P_6	P_7	P_8	P_M
station	NO15+11.30	NO17+7.070	NO19+5.250	NO21+3.990	NO23+2.710
P.M	6.857	6.771	6.599	6.384	6.000
死荷重	2.097	2.097	1.997	2.097	2.097
橋脚天端	4.759	4.673	4.601	4.286	3.902
フーチング天端	0	0	0	0	0
フーチング下端	-1.70	-1.70	-2.00	-1.70	
小計	4.759	4.673	4.601	4.286	3.902
計	6.856	6.770	6.601	6.383	



コンクリート

1. $16.1 \times 2.0 \times 2.4 - 0.6 \times 0.6 \times 0.8 \times 9$ (ヶ所) $= 74.67$

2. $0.21 \times 2.4 \times h_1 = 0.6h_1$

3. $2.4 \times h_2 \times 16.1 - (3.8 \times 2 + 3.7) \times 2.1 \times h_2 = 12.91 h_2$

4. $\frac{1}{2}(2.8 + 7.0) \times 0.1 \times 16.6 = 40.67$

5. $7.0 \times 1.2 \times 16.6 = 139.44$

型枠

1'. $16.1 \times h_1 \times 2.4 - 0.6 \times 0.8 \times 0.75 \times 9$ (ヶ所)
$= 38.64 h_1 - 3.24$

2'. $0.21 \times 2.4 \times h_1 = 0.6h_1$

3'. $\frac{1}{2}(2.8 + 10.0) \times 0.5 \times 16.6 = 53.12$

5' 10.0 × 1.5 × 16.6 = 269

型枠.

外面.

1. 16.1 × 2.0 × 2 + (0.6 × 0.8 × 2 + 0.6 × 0.6 × 2) × 9 = 79.52

2. 1.226 × h_1 × 4 = 4.90 h_1

3. 16.1 × h_2 × 2 + (3.8 + 3.7 + 3.8) × h_2 + 2.1 × 3.8 × 2
+ 3.1 × 2.1 + 2.1 × h_2 × 6
= 56.1 h_2 + 23.73

4 1/2 (2.8 + 7.0) × 0.5 × 2 = 4.90

5. (7.0 + 16.6) × 1.2 × 2 = 56.64

内面.

1' 16.1 × h_1 × 2 + (0.75 × 0.6 × 2 + 0.75 × 0.8 × 12) × 9
= 32.2 h_1 + 18.9

2' 1.226 × h_1 × 4 = 4.90 h_1

3' 1/2 (2.8 + 10.0) × 0.5 × 2 = 6.4

4' (10.0 + 16.6) × 1.5 × 2 = 79.8

コンクリート

	F	M	M	F	M	M	F	M
	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6	P_7	P_8
h_1	4.34 5	4.50 5	4.67 5	4.85 5	4.75 5	4.67 5	4.60 5	4.26 5
h_2	2.34 5	2.50 5	2.67 5	2.85 5	2.75 5	2.67 5	2.60 5	2.26 5
1	164.71	74.69	74.69	183.53	74.69	74.69	174.56	74.69
2	2.61	2.70	2.80	2.92	2.86	2.80	2.76	2.55
3	53.12	37.30	39.86	53.12	41.18	39.86	53.12	33.50
4	249.00	40.67	40.67	249.00	40.67	40.67	249.00	40.67
5	—	139.44	139.44	—	139.44	139.44	—	139.44
柱	167.32	114.69	117.35	186.45	118.69	117.35	177.32	110.74
ﾌｰﾁﾝｸﾞ	302.12	180.11	180.11	302.12	180.11	180.11	302.12	180.11
計	469.44	294.80	297.46	488.57	298.80	297.46	479.44	290.85

型枠

	P	P	P	P	P	P	P	P
	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6	P_7	P_8
1	158.86	79.52	79.52	175.38	79.52	79.52	167.07	79.52
2	21.30	22.06	22.90	23.81	23.32	22.90	22.55	20.81
3	6.40	164.06	173.71	6.40	178.58	173.71	6.40	169.76
4	79.80	4.90	4.90	79.80	4.90	4.90	79.80	4.90
5	—	56.64	56.64	—	56.64	56.64	—	56.64
柱	180.16	265.64	276.12	199.17	281.38	276.13	189.62	250.09
ﾌｰﾁﾝｸﾞ	86.20	61.58	61.58	86.20	61.58	61.58	86.20	61.58
計	266.36	327.18	337.67	285.37	342.92	337.67	275.82	311.63

日本建設コンサルタント株式会社

打コンクリート

可動. 0.2 × 7.4 × 17.0 = 25.2 m³

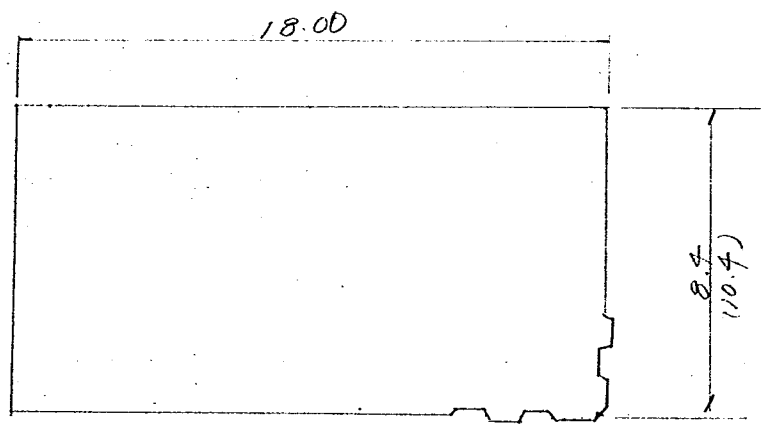
固定. 0.2 × 10.4 × 17.0 = 35.4 m³

敷均.

可動. 0.5 × 8.0 × 17.6 = 70.4 m³

固定. 0.5 × 11.0 × 17.6 = 96.8 m³

掃切工.



可動. (18.0 + 8.4) × 2 = 52.8 m

固定. (18.0 + 10.4) × 2 = 56.8 m

振幅　V = A·k

	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6	P_7	P_8
A.	187.2	151.2	151.2	187.2	151.2	151.2	187.2	151.2
k	3.4	3.0	3.0	3.0	3.0	2.5	2.2	1.6
V	636.5	453.6	453.6	561.6	453.6	377.8	411.8	241.9

3. 総括

3.1 上部構造

種別		仕様	単位	1桁当り ℓ=38M	3連当り L=115.5M	1橋当り
コンクリート	主桁	σ28=400	m³	33.2	896.4	2689.2
	目地・横桁	〃	〃		85.0	255.0
	〃	σ28=300	〃		103.1	309.3
	赤道	〃	〃		45.5	136.5
	橋面均し	〃	〃		73.2	219.6
	地覆	〃	〃		22.6	67.8
型枠	主桁		m²	206.2	5567.4	16,702.2
	場所打		〃		911.9	2,735.7
	地覆		〃		130.1	390.3
PC鋼材	主桁	φ5.φ7	kg		53,660.4	160981.2
	支点横桁	φ13(3種)	〃		1,263.6	3,790.8
	横締	φ5	〃		6,791.8	20,375.4
中間シース		φ40、φ66	m		8,109.6	24,328.8
シーストランペット	主桁	34-φ7	ケ		288	864
	〃	24-φ7	〃		18	54
	支点エスラブ	28-φ5	〃		32	96
グラウト			m³		22.1	663
定着体	主桁	(34-φ7)用	組		288	864
	〃	(24-φ7)用	〃		18	54
	支点エスラブ	(28-φ5)用	〃		32	96
	横締	(16-φ5)用	〃		330	990
	橋桁	φ33用	〃		256	768
カップリングバー		(34-φ7)用	本		72	216
鉄筋	主桁	φ9-D13	kg	1290	34,830	104,490
	桁ジョイント部	D16	〃		3,210	9,630
	地覆	φ9~D13	〃		2,900	8,700
アスファルト			m³		85.5	256.5
水目	可動	コンクリートロッカー	ケ		27	81
	固定	〃	〃		9	27
伸縮金物		L=13.0M	組	145kg/m		4
高欄			m		231.3	693.8
排水管			ケ		13	38
橋灯			基			9

3.2 下部構造材料積算表

細目	細別		規格	単位	数量 AWo	数量 AW	数量 P1
基礎構造	くい数	鉛直			4－34900	12－33.500	7－33.000
		斜			——	——	14－34.000
	コンクリート量			m^3	109.6	315.6	355.2
	鋼重			t	——		193.3
	締切延長			m	——	48.0	56.8
	掘削			m^3	——	324.0	636.5
	敷砂			〃	——	48.4	96.8
	均しコンクリート			〃	——	16.7	35.4
フーチング	型枠			m^2	——	63.3	86.2
	鉄筋			t	——	4.15	11.93
	コンクリート			m^3	——	112.1	302.1
躯体	型枠			m^2	120.5	341.8	180.2
	鉄筋			t	0.55	5.93	21.83
	コンクリート			m^3	55.6	90.9	167.3

細目	細別		規格	単位	数量 P2	数量 P3	数量 P4
基礎構造	くい数	鉛直			16－33.000	16－33.500	7－34.500
		斜			——	——	14－35.500
	コンクリート量			m^3	414.5	420.8	371.0
	鋼重			t	——	——	201.2
	締切延長			m	52.8	52.8	56.8
	掘削			m^3	453.6	453.6	561.6
	敷砂			〃	70.4	70.4	96.8
	均しコンクリート			〃	25.2	25.2	35.4
フーチング	型枠			m^2	61.5	61.5	86.2
	鉄筋			t	3.93	3.93	11.93
	コンクリート			m^3	180.1	180.1	302.1
躯体	型枠			m^2	265.7	276.2	199.2
	鉄筋			t	15.67	16.04	24.34
	コンクリート			m^3	114.7	117.4	186.5

細目	細別		規格	単位	数量 P5	数量 P6	数量 P7
基礎構造	くい数	鉛直			16－34.500	16－32.000	7－33.000
		斜			——	——	14－34.000
	コンクリート量			m^3	433.3	401.9	355.2
	鋼重			t	——	——	1933
	締切延長			m	52.8	52.8	56.8
	掘削			m^3	453.6	347.8	411.8
	敷砂			〃	70.4	70.4	96.8
	均しコンクリート			〃	25.2	25.2	35.4
フーチング	型枠			m^2	61.5	61.5	86.2
	鉄筋			t	3.93	3.93	11.93
	コンクリート			m^3	180.1	180.1	302.1
躯体	型枠			m^2	281.4	276.2	189.6
	鉄筋			t	16.21	16.04	23.14
	コンクリート			m^3	118.7	117.4	177.3

細目	細別		規格	単位	数量 P8	数量 AM	数量 AM0
基礎構造	くい数	鉛直			16－34.500	14－34.500	4－34.000
		斜			——	——	——
	コンクリート量			m^3	433.3	379.2	106.8
	鋼重			t	——	——	——
	締切延長			m	52.8	55.2	——
	掘削			m^3	241.9	77.8	——
	敷砂			〃	70.4	57.8	——
	均しコンクリート			〃	25.2	20.0	——
フーチング	型枠			m^2	61.5	73.5	——
	鉄筋			t	3.93	5.00	——
	コンクリート			m^3	180.1	135.0	——
躯体	型枠			m^2	250.1	380.2	83.5
	鉄筋			t	15.14	7.33	0.54
	コンクリート			m^3	110.8	112.4	34.1

橋面積 = 16.0 × 346.9 = 5,550.4 m²

細目	細別		単位	AWo	AW	P1	P2	P3	P4	P5	P6
基礎構造	くい本数	鉛直	本	4-34900	12-33500	7-33000	16-33000	16-33000	7-34500	16-34500	16-32000
		斜	〃	—	—	14-34000	—	—	14-35500	—	—
		計	m	139.6	402.0	707.0	528.0	536.0	738.5	552.0	512.0
	コンクリート		m³	109.6	315.6	355.2	414.5	420.8	371.0	433.3	401.9
	鉄筋		t	11.51	33.14	—	43.52	44.18	—	45.50	42.20
	鋼材		〃	—	—	193.3	—	—	201.2	—	—
	コンクリート		m³/m²	0.0197	0.0569	0.0640	0.0747	0.0758	0.0668	0.0781	0.0724
	鉄筋		t/m²	0.00207	0.00597	—	0.00784	0.00796	—	0.00820	0.00760
	鋼材		〃	—	—	0.0348	—	—	0.0362	—	—
躯体および仮設	型枠		m²	120.5	405.1	266.4	327.2	337.7	285.4	342.9	337.7
			m²/m²	0.0217	0.0730	0.0480	0.0590	0.0608	0.0514	0.0618	0.0608
	鉄筋		t	0.55	10.08	33.76	19.60	19.97	36.27	20.14	19.97
			t/m²		0.00182	0.00608	0.00353	0.00360	0.00653	0.00363	0.00360
	コンクリート		m³	55.6	203.0	469.4	294.8	297.5	488.6	298.8	297.5
			m³/m²	0.0100	0.0366	0.0846	0.0531	0.0536	0.0880	0.0538	0.0536

日本建設コンサルタント株式会社

細目	細別		単位	P7	P8	AM	AM0		全橋分	
基礎構造	くい本数	鉛直	m	7-33.000	16-34.500	14-34.500	4-34.000		3565.0(RC)	703.5(Steel)
		斜	m	14-34.000	—	—			973.0(steel)	
		計	m	707.0	552.0	483.0	136.0			
	コンクリート		m^3	355.2	433.0	379.2	106.8		2796.8(RC)	1081.4(Steel)
	鉄筋		t	—	45.50	39.82	11.21		293.86	
	鋼材		t	193.3	—	—			587.7	
	コンクリート		m^3/m^2	0.0640	0.0781	0.0683	0.0192		0.504	
	鉄筋		t/m^2	—	0.00820	0.00717	0.00202		0.0529	
	鋼材		t	0.0348	—	—	—		0.1059	
躯体コンクリート	型枠		m^2	275.8	311.6	453.7	83.5		3343.5	
			m^2/m^2	0.0497	0.0561	0.0817	0.0150		0.602	
	鉄筋		t	35.07	19.07	12.33	0.54		226.26	
			t/m^2	0.00632	0.00344	0.00222			0.0408	
	コンクリート		m^3	479.4	290.9	247.4	34.1		3367.3	
			m^3/m^2	0.0864	0.0524	0.0446	0.0061		0.607	

日本建設コンサルタント株式会社

新 宵 柳 橋
基本計画資料

建 設 省 土 木 研 究 所

新 宵 柳 橋 オ 3 案 概 略 施 工 計 画

昭 和 4 0 年 8 月

日本建設コンサルタント株式会社

目　次

1、施工計画 ---------- 1

1.1　下部構造 ---------- 1
1.2　上部構造 ---------- 3

2、工費積算 ---------- 9

1. 施工計画

1.1. 下部構造

橋脚番号	型式	基礎	計画地盤高	掘削底高
A_1 A_2	橋台	ベノト杭	+2.0	-2.2
	可動橋脚	〃	+0.0	-2.4
	固定橋脚	鋼管杭	+0.2	-2.7

(i) A_1, A_2

第1.0号に準ずる

(ii)

橋脚別の関係から 第1.0号と異り二重矢板締切りとする。掘削寸法は第1.0号に準ずる。

摘要	単位	一基当り数量	小計数量	摘要
中詰土量	m^3	1670	8,350	
掘削土量	m^3	1290	6,450	
S.P II $\ell=10.0^m$	枚	158	790	
	t	25.9	380	
軽量矢板 FSP $\ell=6.0^m$	枚	381	1,905	
	t	37.5	188	
タイロット φ28 $\ell=4.0^m$	本	50	250	
	t	0.97	4.85	
腹起し L-125×65×6	m	317	1,590	
	t	4.25	21.3	

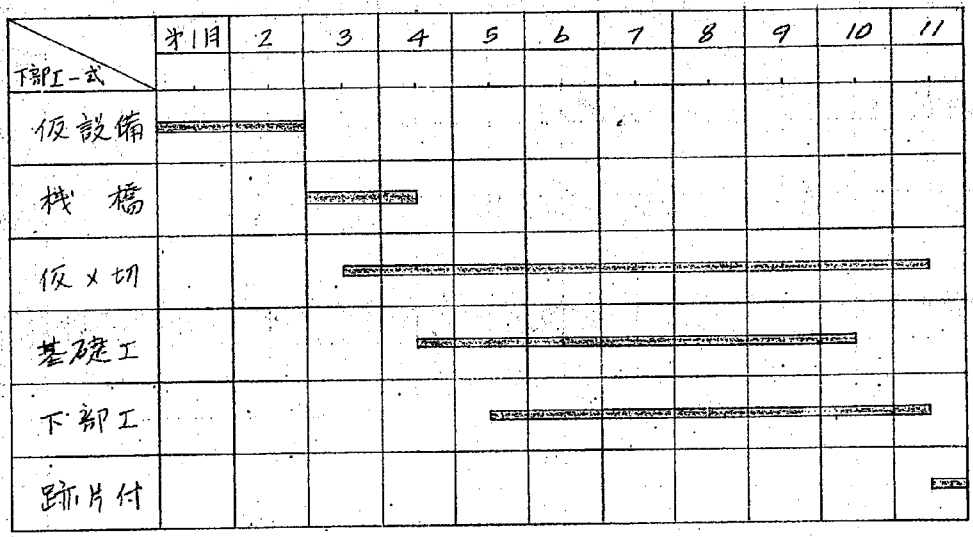
(iii)

橋台第1号に準ずる

摘要	単位	一基当り数量	小計数量	摘要
中詰土量	m^3	1,790	5,340	
掘削土量	m^3	1,675	5,030	
S.P II $\ell=10.0^m$	枚	173	519	
	t	32.1	209	
軽量矢板 FSP $\ell=6.0^m$	枚	405	1,215	
	t	39.8	119	
タイロット φ28 $\ell=4.0^m$	本	54	162	
	t	1.05	3.15	
腹起し L 125×65×6	m	341	1,020	
	t	4.57	13.7	

積算基準

1. 工事用仮桟橋は全延長にわたり架設するものとし、船舶の運行については考慮していない。
2. 掘削残土は掘削附近に捨土するものとした。
3. 橋台までの進入路は既設道路を使用できるものとした。
4. 動力、給水は橋台附近で受電、受水できるものとした。
5. 工事用地、浚渫その他補償費並に借地料は含んでいない。
6. 工期は 11ヶ月とした。 (10ヶ月+10% = 11ヶ月)



1.2. 上部構造

1.2.1 構造概要

型式　BBRV式 ポストテンショニング T型3径間連続桁

荷重　TL-20

橋長　346.90 M

桁長　115.50 M

スパン　3 @ 38.24 M

有効中員　車道 13.00 M + 歩道 2@1.50 M

総中員　16.60 M

1.2.2. 施工順序

地盤がきわめて軟弱であるためステージングでは施工することが出来ない。従ってプレキャスト桁を製作し、橋脚上で順次カップリングケーブルで連結し、最終的に3径間の連続桁とする。

カップリングケーブルはカップリングが容易で且つ確実なBBRV方式を用いる。

1. プレキャストT型桁を製作し，1次ケーブル（桁自重に相当するもの）を緊張架設する。

2. 第1径間，第2径間の桁架設後、ケーブルカップリングを行いカップリング部の目地コンクリート及び中間支点上の床版コンクリートを打設する。

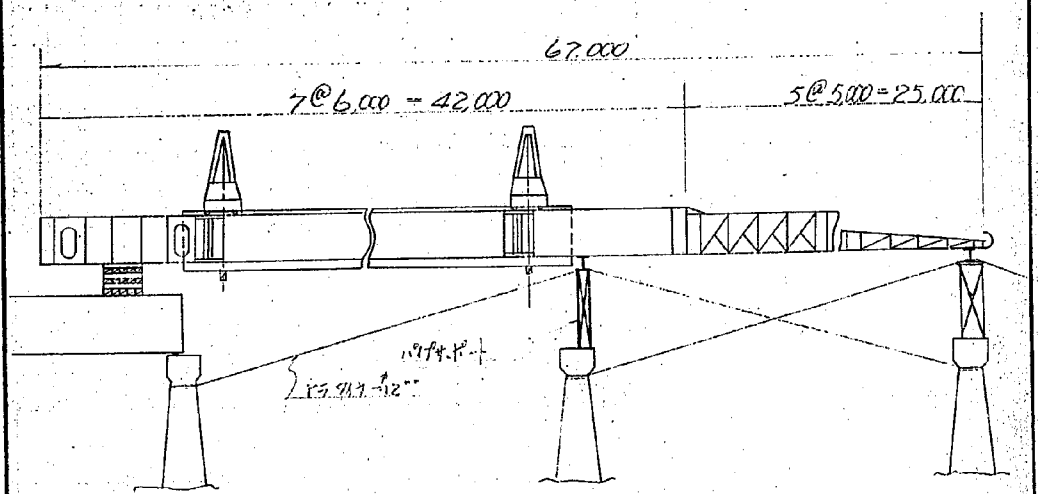
3. カップリング・ケーブル（2次ケーブル）とカップリング目地部，PC鋼棒を同時に緊張する。更に中間支点上床版の縦締ケーブルを緊張する。（プレキャスト桁のみ 2径間連続桁となる）

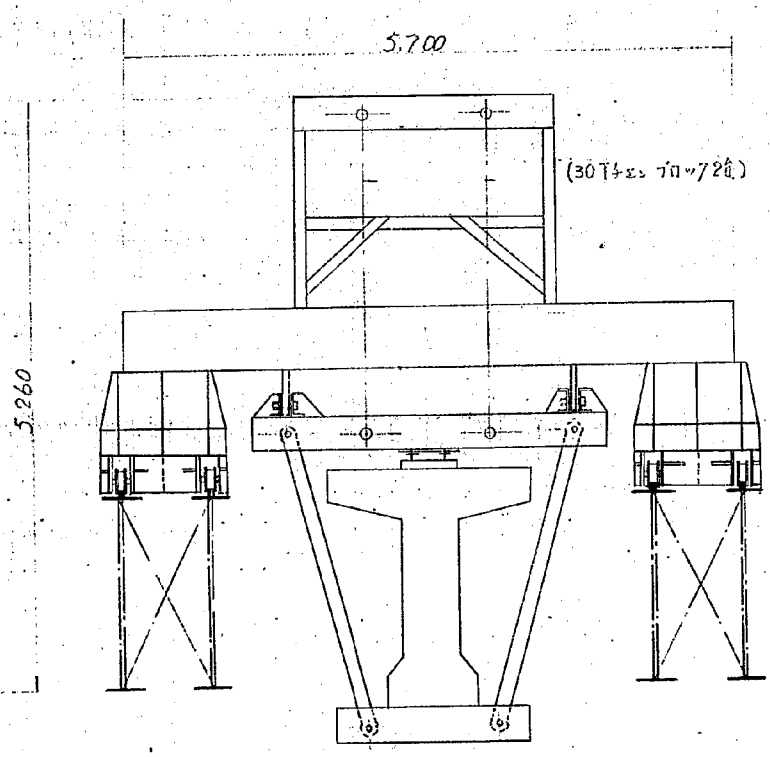
4. 第3径間の桁を架設し、カップリング目地コンクリートを打設し(3)と同様に緊張する。（プレキャスト桁のみ3径間連続桁となる）

5. 場所打コンクリート（床版、縦目地，中間横桁及び端支点横桁）を打設し、横緊張する。

床版縦目地コンクリート，舗装、地覆、活荷重は3径間連続桁に作用する。

1.2.3. 架設概略計画





架設方法

主桁製作ヤードで製作し、一部架設の終った桁を重量トロリーにのせ予め布設してあるレールの上をウインチにより引き、前頁のエレクションガーダにより架設する。エレクションガーダーは橋脚に配置し桁の荷重に桁を固定し、ガーダー間にだきこみ、橋脚ガーダー上に載っているBeamの移動により桁を移動させ架設する。又このBeamはガーダーに装置してあるレール上を台車により走行する仮設備がされている。桁の昇降はチェーンブロックにより操作する。

1.2.4. 附要機器

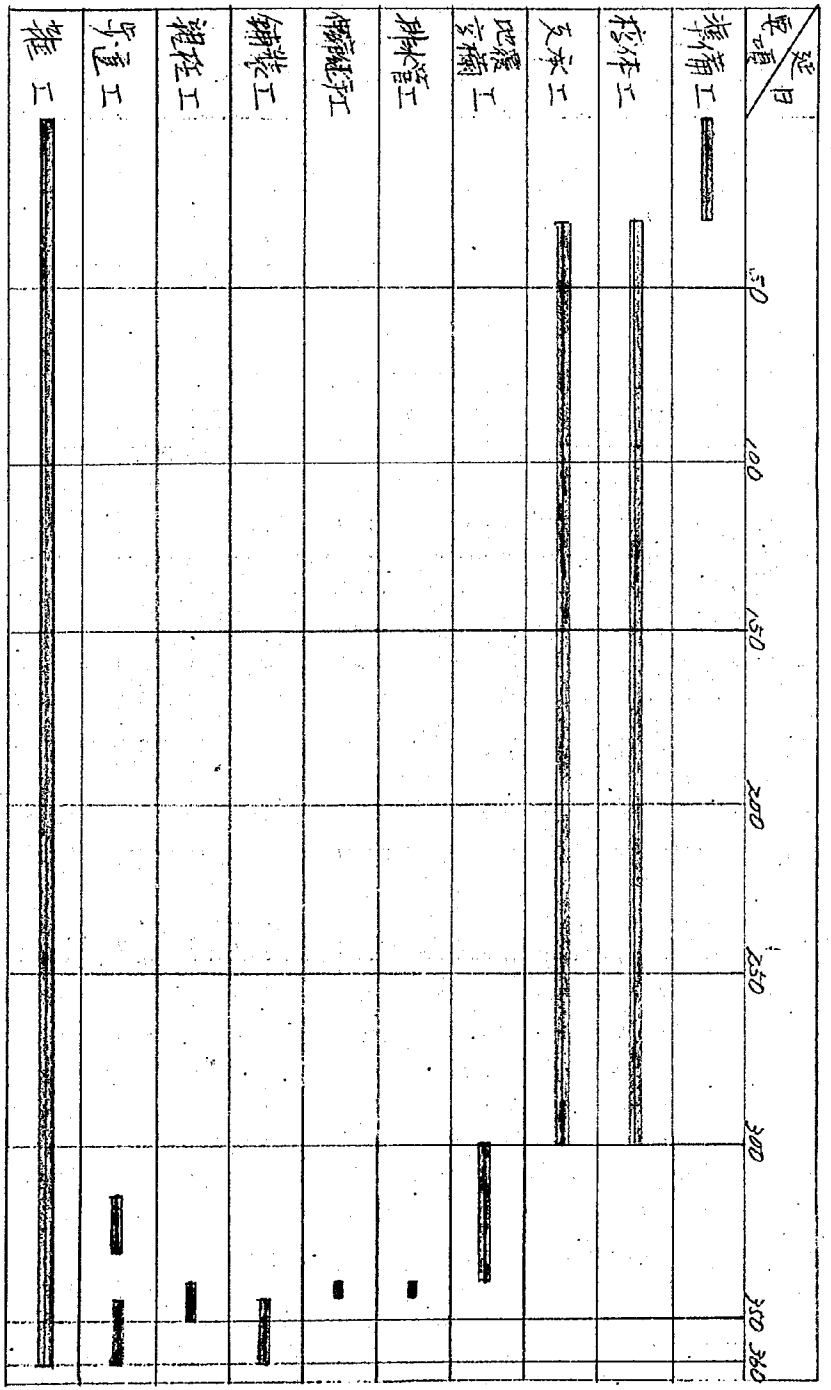
主桁製作時

内部振動用バイブレーター
型枠用バイブレーター
ベルトコンベヤー
コンクリートタワー
コンクリート打設用トロリー
コンクリートミキシングプラント
架設ジャッキ
アジポンプ
手廻横行機
グラウトコンク
強度試験用モールド（コンクリート及グラウト用）
グラウト流動性測定機具

主桁架設時

エレクションガーダー1式
オイルジャッキ或はシャークルジャッキ
溝型レール
スチールボール
ウインチ
重量トロリー
レバーブロック

1.2.5. 工程計画


工種
日数
50
100
150
200
250
300
350
護岸前工
掘削工
矢板工
既設護岸工
排水工
構造物工
舗装工
緑化工
植栽工
仮設工

2. 工賃積算

費目	工種	種別	細目	単位	数量	単価	金額	摘要
第3案	橋梁工						467.650 千円	
		下部工					302.000	
			橋台(Aw)	基	1		24.400	
			固定橋脚	〃	3		102.600	
			可動 〃	〃	5		113.600	
			橋台(Am)	〃	1		27.400	
			仮設工	式	1		34.000	
		上部工					165.650	
			主桁製作工	式	1		110.600	
			桁架設工	〃	1		16.080	
			場所打橋梁工	〃	1		19.650	
			歩道工	〃	1		5.400	
			舗装工	m^2	4.509.7	1.600	7.220	(車道のみ)
			高欄工	m	673.8	6.000	4.160	
			排水工	式	1	6.000	240	
			照明工	〃	1		2.300	

新 青 柳 橋
基本計画資料

建 設 省 土 木 研 究 所

新 青 柳 橋 才 3 案 概 略 設 計 図

昭 和 4 0 年 8 月

日 本 建 設 コ ン サ ル タ ン ト 株 式 会 社

図番	図面の名称
3-1	一般図
3-2	上部構造概要図
3-3	下部構造概要図
3-4	〃　〃

側面図 1/600

橋長 346.900
桁長 115.500
3@38240=114.720

橋長 346.900
桁長 115.500
3@38240=114.720

O.L ±0.000

A1 P1 P2 P3 P4 A2

6.000 6.344 6.599 6.771 6.857 6.857

-1.500 -2.000 -1.700 -1.700 -2.000 -1.700 -1.700

-34.900 -34.500 -34.600 -35.100 -36.000 -36.100 -33.500

N65°57'22"E

N65°57'22"E

N69°12'30"E

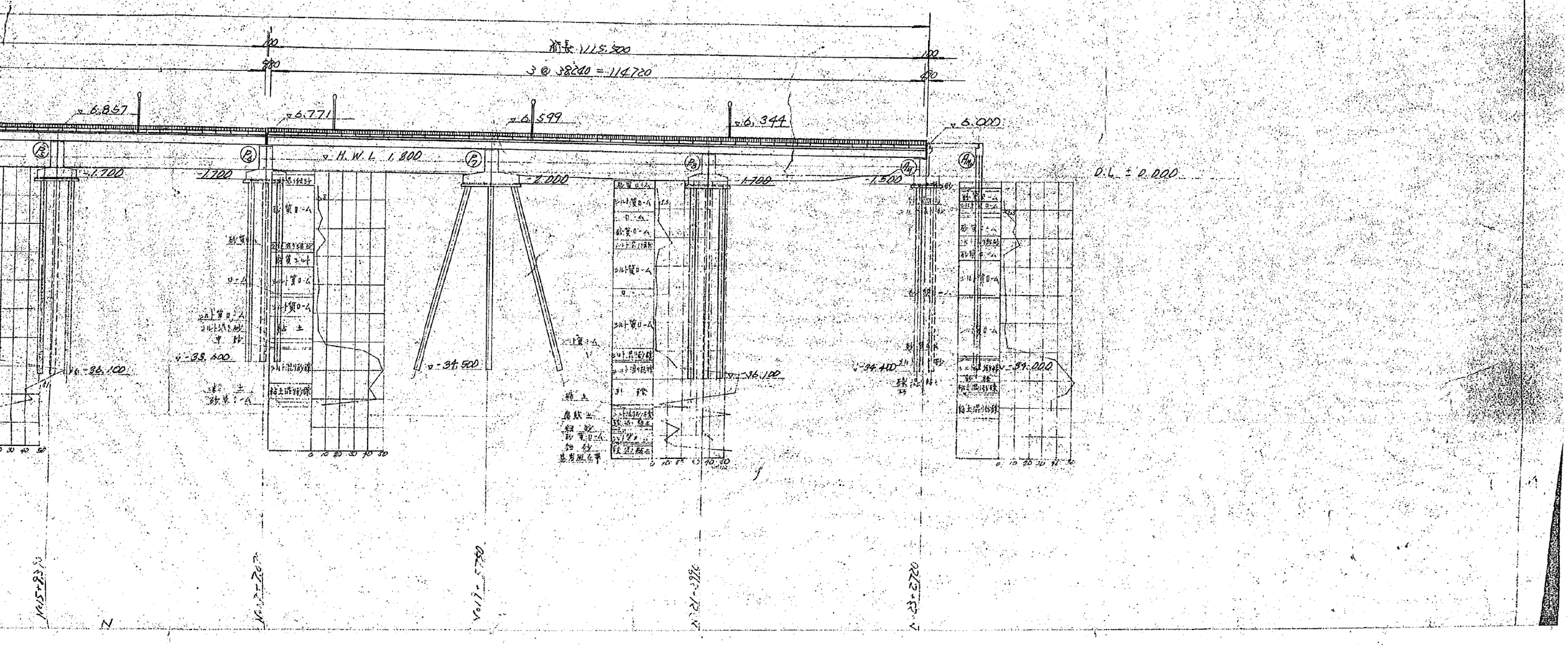
N69°12'30"E

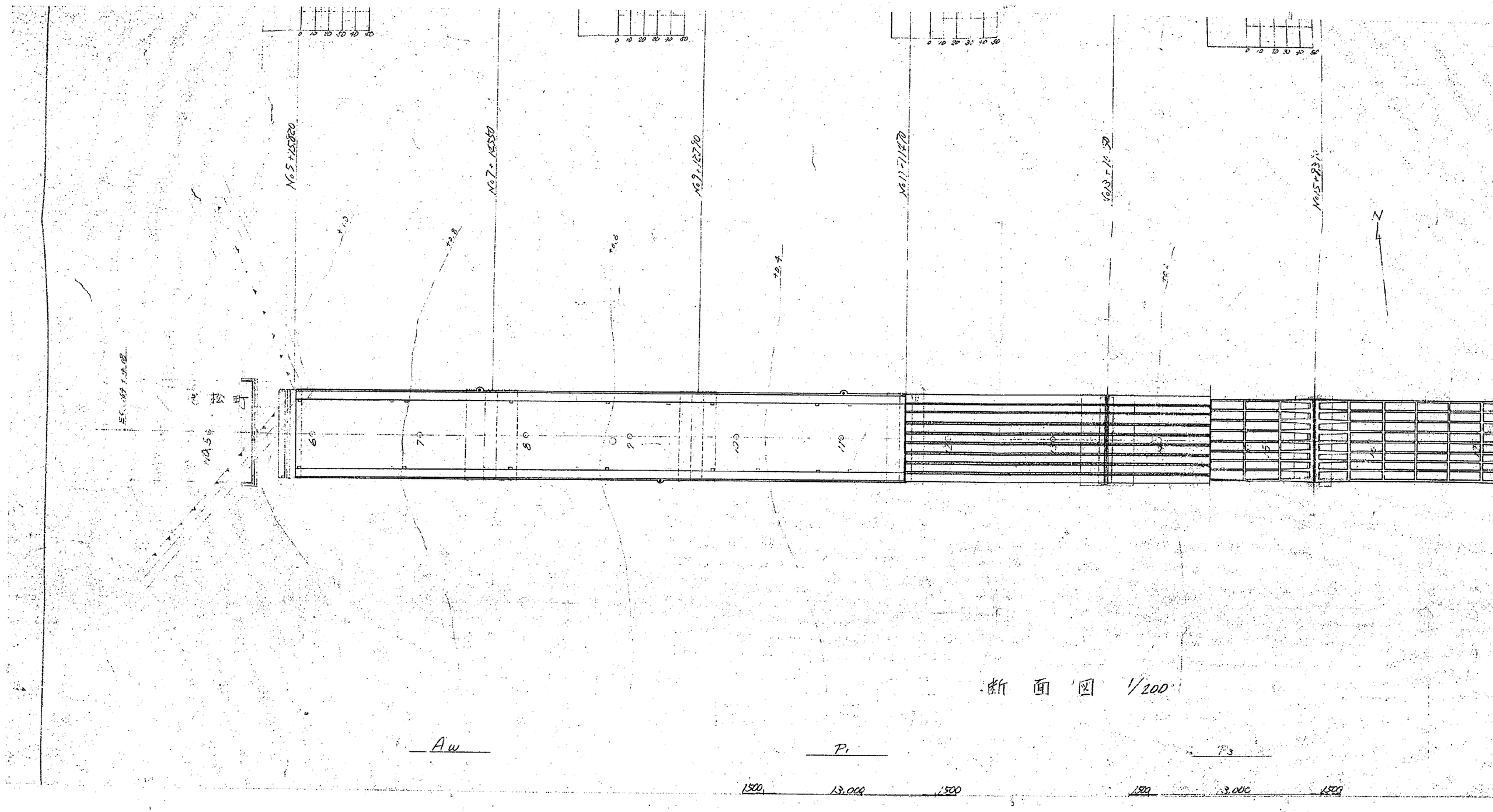
N69°12'30"E

N69°12'30"E

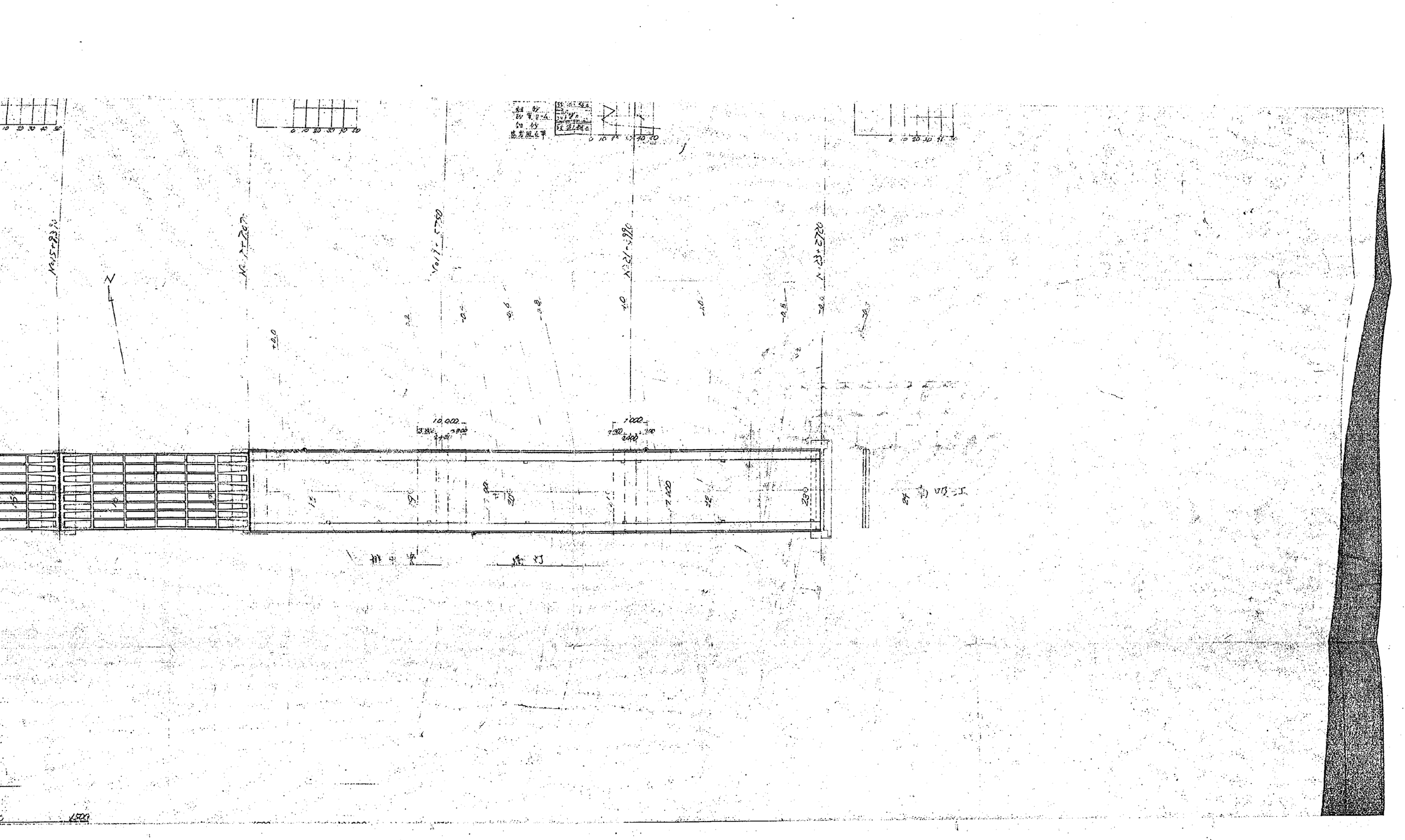
N

1/500


計画 115.500
3 @ 38240 = 114.720
6.857
6.771
6.599
6.344
6.000
H.W.L 1.600
-1.700
-1.700
-2.000
-1.700
-1.500
O.L ± 0.000
-36.100
-33.600
-34.500
-36.100
-34.410
-34.000
砂質ローム
粘土混り砂礫
粘土混り礫
礫混り粘土
砂質ローム
ローム
粘土
礫
砂
礫混り砂
粘土混り礫
礫混り粘土
砂質ローム
ローム
粘土
礫
砂
礫混り砂
粘土混り礫
礫混り粘土
砂質ローム
ローム
粘土
礫
砂
礫混り砂
粘土混り礫
礫混り粘土
砂質ローム
ローム
粘土
礫
砂
礫混り砂
粘土混り礫
礫混り粘土
0 10 20 30 40 50
0 10 20 30 40 50
0 10 20 30 40 50
0 10 20 30 40 50

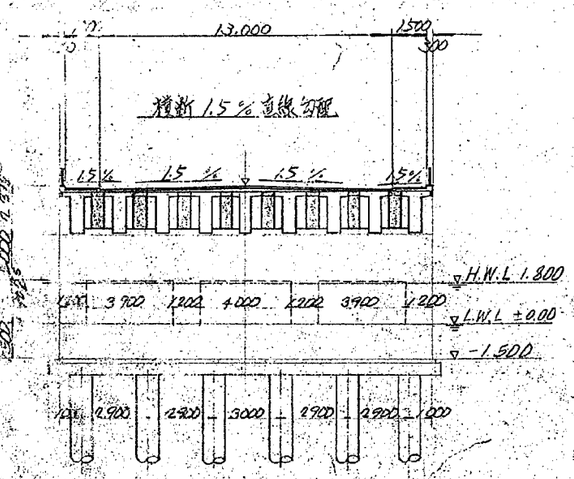

No.5+15.82
No.7+15.82
No.9+15.82
No.11+15.82
No.13+15.82
松町
10.5°
6°
7°
8°
9°
10°
11°
N
Aw
P1
P3
1500
13.000
1500
1500
3.000
1500

断面図 1/200

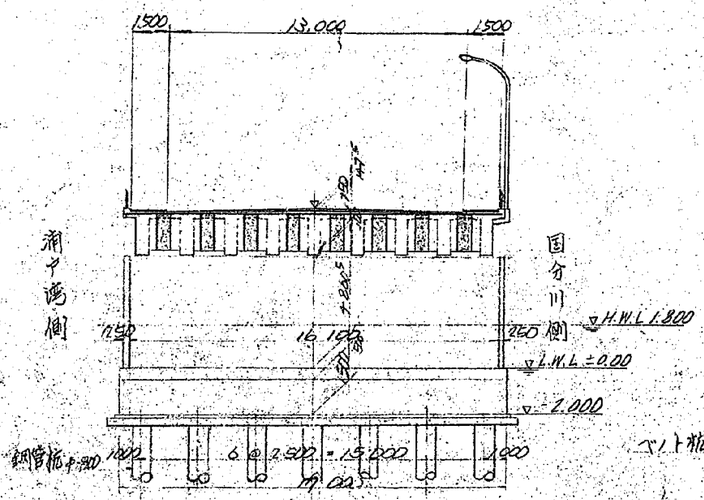


断面図 1/200

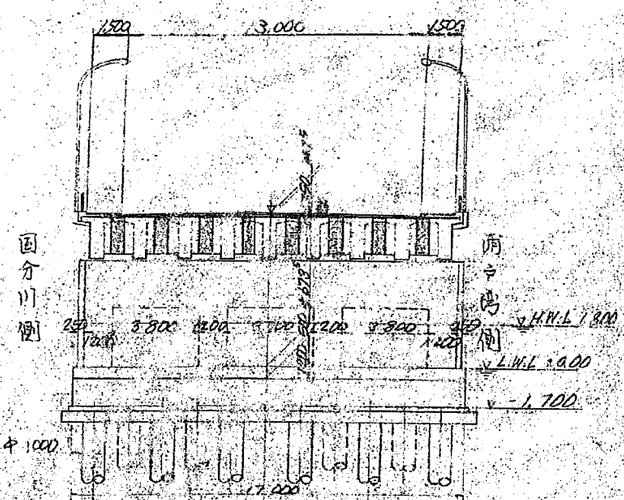
A₁

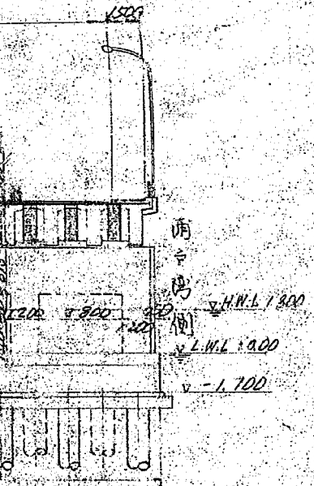


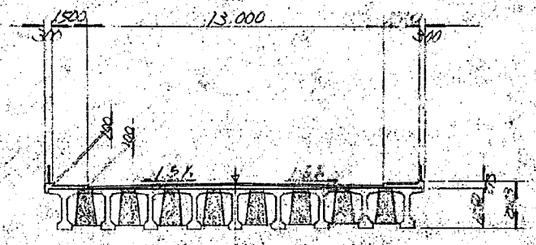
P₁



P₃







設計条件	
橋格	1等橋
上部構造形式	プレストレストコンクリート3径間連続桁
下部構造形式	両岸張出し壁式橋脚
地震係数	鉛直 ±0.1 水平 0.2

注

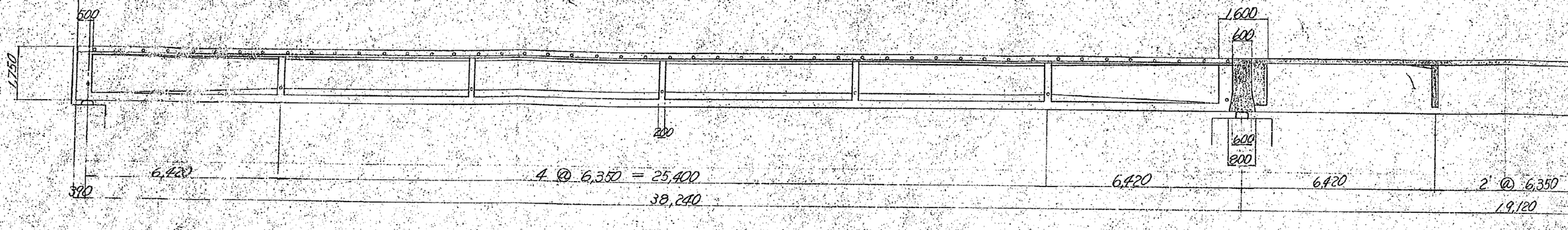
1) 標高は高知港基準面（東京湾中等潮位＋ ．．．m）とする。

2) 航路、船舶 等 は高知県土木部測量図による。

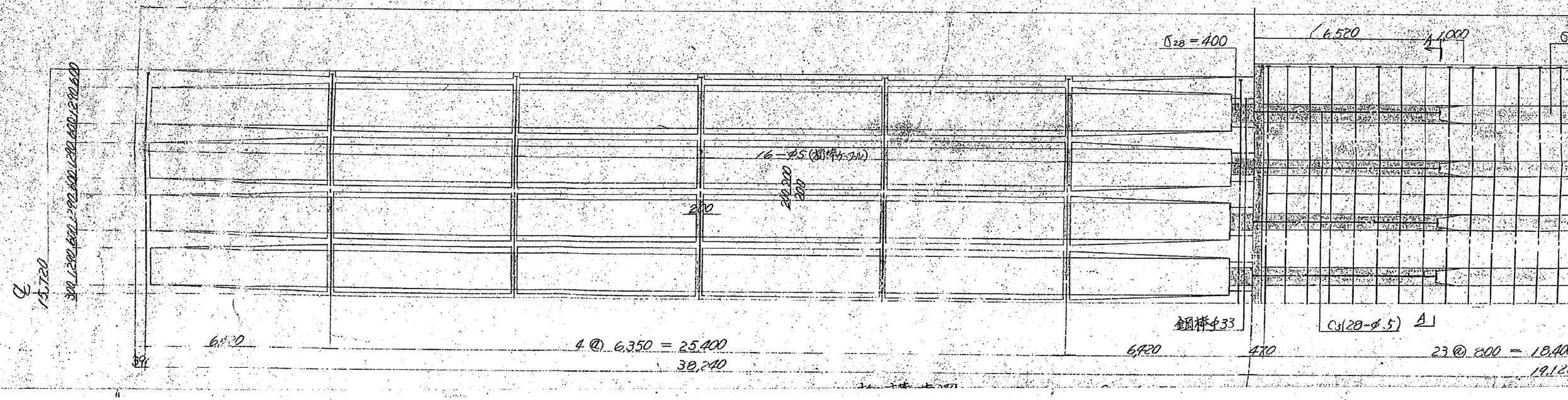
3) 基礎地盤概況図は

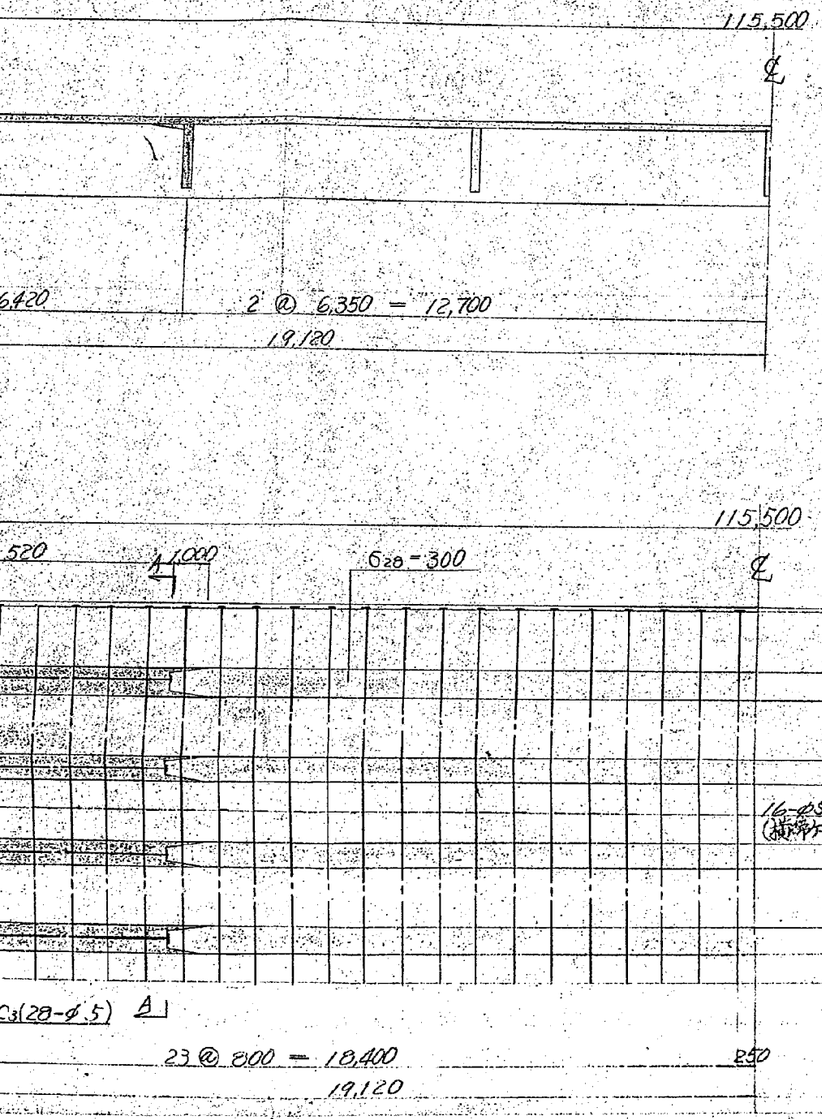
新青柳橋基本計画資料作成			
図名	計画案 一般図		
予算名			
路線箇所	一般地方道 土佐南街道 仁井田線 高知市高松町～南国市		
設計		照査	
備考		図番	3-1
建設省土木研究所			

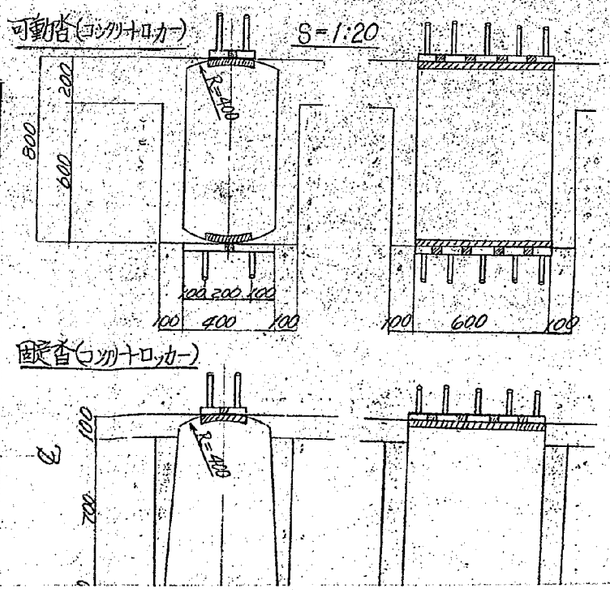
側面図　S=1:100



平面図　S=1:100



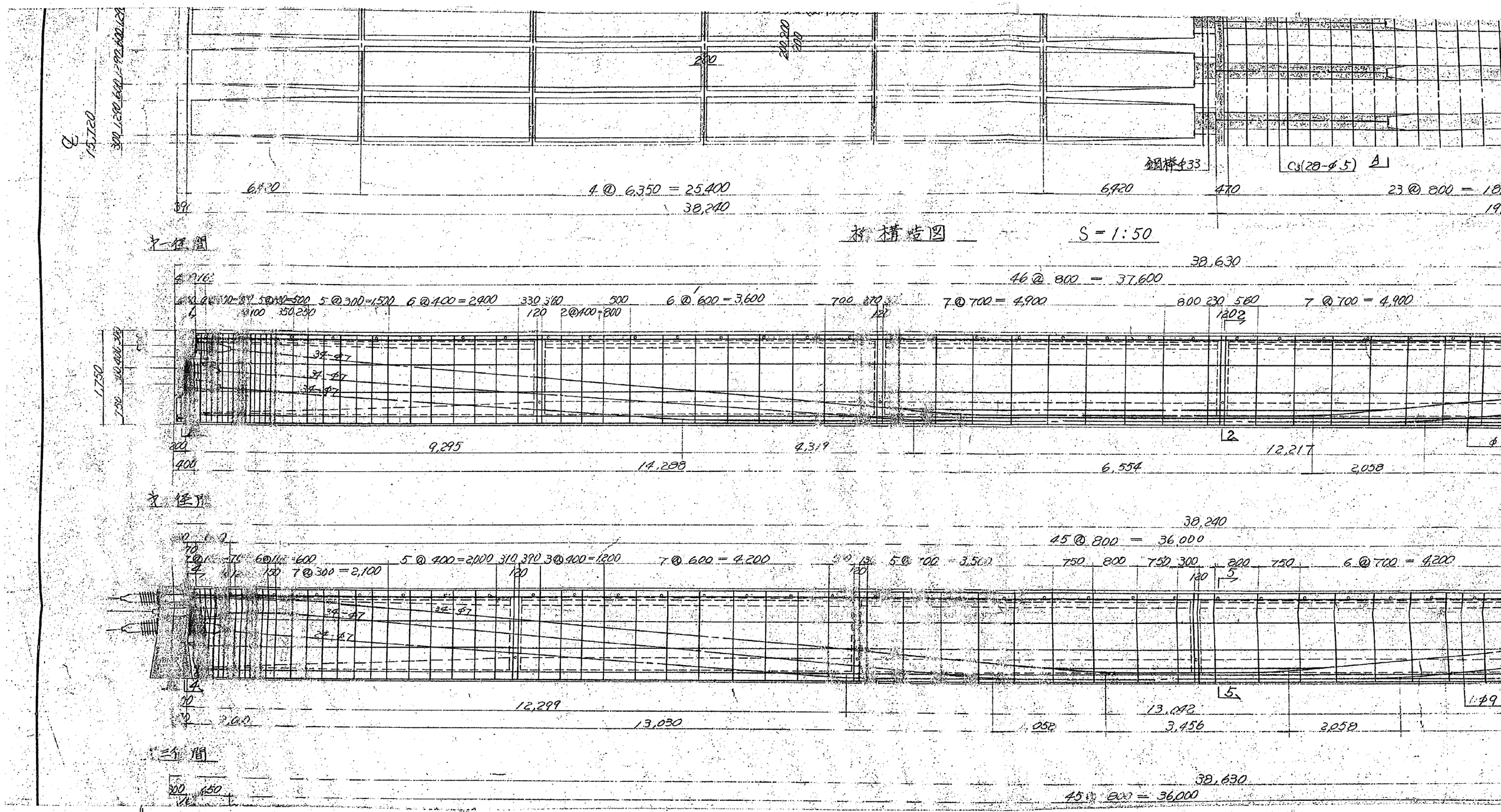




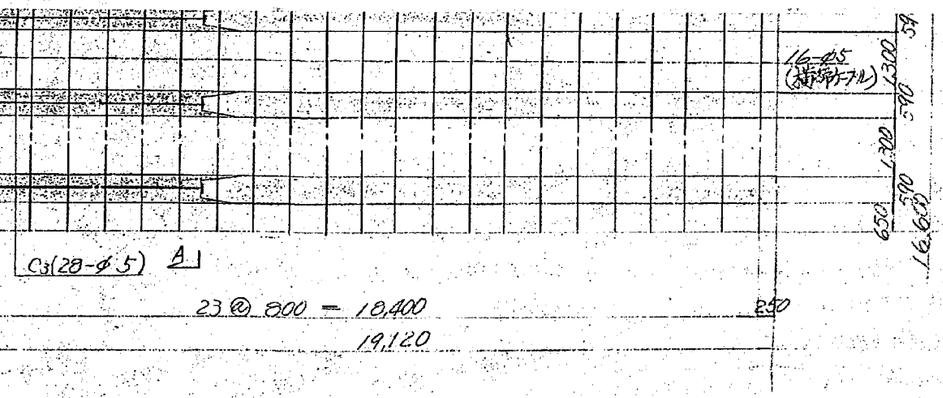
材料表

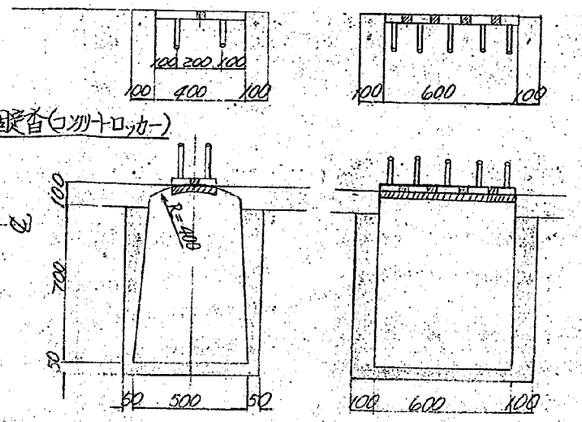
種別		仕様	単位	1桁当り ℓ=30M	3連当り L=115.5M	1橋当り
コンクリート	主桁	σ_{28}=400	m^3	33.2	896.4	2689.2
	目地 横桁	〃	〃		85.0	255.0
	〃	σ_{28}=300	〃		103.1	309.3
	歩道	〃	〃		45.5	136.5
	橋面均し	〃	〃		73.2	219.6
	地覆	〃	〃		22.6	67.8
型枠	主桁		m^2	206.2	5,567.4	16,702.2
	場所打		〃		911.9	2,735.7
	地覆		〃		130.1	390.3
PC鋼材	主桁	φ5.φ7	Kg		53,660.4	160,981.2
	支点横桁	φ33(3種)	〃		1,263.6	3,790.8
	横締	φ5	〃		6,791.0	20,375.4
中間シース		φ40~φ66	m		8,109.6	24,328.8
エンドシース	主桁	34-φ7	ヶ		288	864
	〃	24-φ7	〃		18	54
	支点上スラブ	28-φ5	〃		32	96
グラウト			m^3		22.1	66.3
定着体	主桁	(34-φ7)用	組		288	864
	〃	(24-φ7)用	〃		18	54
	支点上スラブ	(28-φ5)用	〃		32	96
	横締	(16-φ5)用	〃		330	990
	横桁	φ33用	〃		256	768
カップリングバー		(34-φ7)用	本		72	216
鉄筋	主桁	φ9~Dφ13	Kg	1,290	34,830	104,490
	桁ジョイント部	Dφ16	〃		3,210	9,630
	地覆	φ9~Dφ13	〃		2,900	8,700
アスファルト			m^3		85.5	256.5
沓	可動	コンクリートロッカー	ヶ		27	81
	固定	〃	〃		9	27
伸縮金物		L=13.0M	組	145 Kg/m		4
高欄			m		231.3	693.8
排水管			ヶ		13	38
橋灯			基			9

伸縮継手 S=1:10

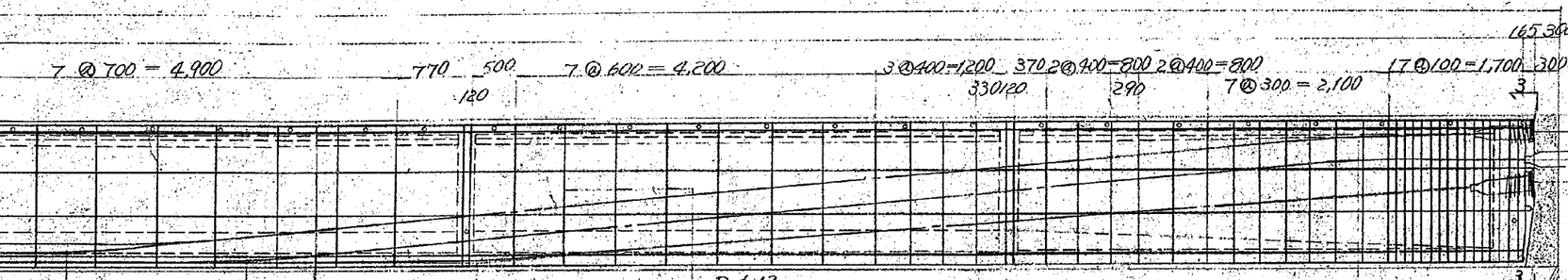

4 @ 6,350 = 25,400
38,240
6,920
470
23 @ 800 = 18
鋼棒φ33
C3(20-φ5)
A
B
1,750
300 1,200 600 1,200 300
6,920
4 @ 6,350 = 25,400
38,240
6,920
470
23 @ 800 = 18
19
中一径間
支柱材構造図
S = 1:50
38,630
46 @ 800 = 37,600
5 @ 300 = 1,500
6 @ 400 = 2,400
6 @ 600 = 3,600
7 @ 700 = 4,900
7 @ 700 = 4,900
9,295
4,319
12,217
14,288
6,554
2,058
支柱
38,240
45 @ 800 = 36,000
7 @ 300 = 2,100
5 @ 400 = 2,000
7 @ 600 = 4,200
5 @ 700 = 3,500
6 @ 700 = 4,200
12,299
13,030
13,042
3,456
2,059
三径間
38,630
45 @ 800 = 36,000

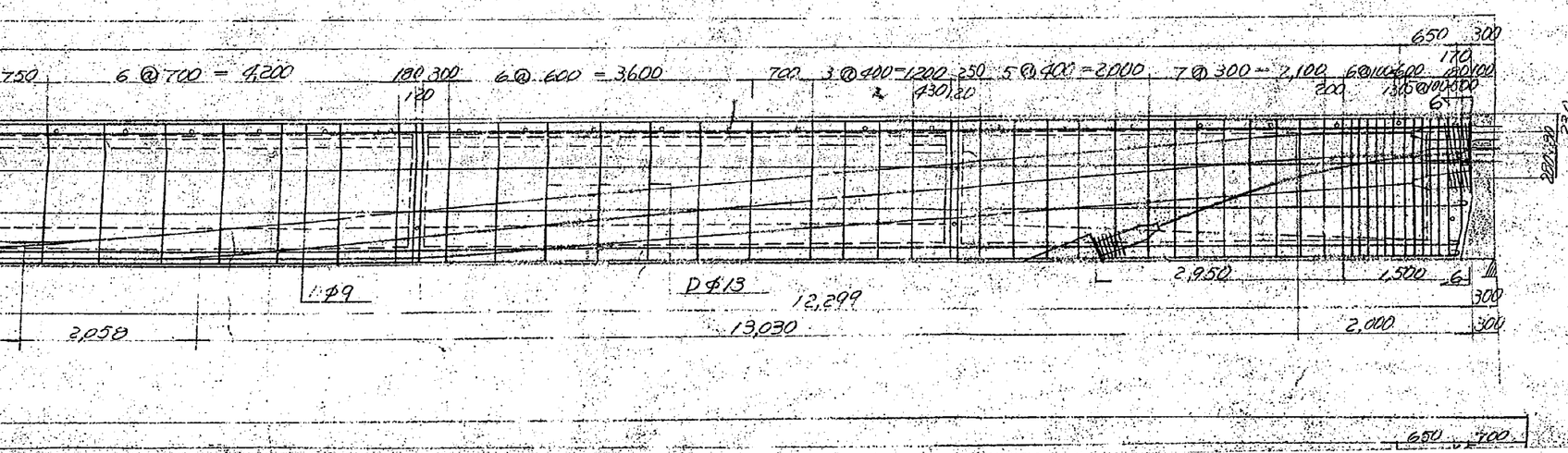
地覆		$\phi 9$ ベD$\phi 13$	m		2.900	8.700
アスファルト			m^3		85.5	256.5
高欄	可動	コンクリートロッカー	ケ		27	81
	固定	〃	〃		9	27
伸縮金物		L=13.0m	組	145 kg/m		4
高欄			m		231.3	693.0
排水管			ケ		13	38
橋灯			基			9



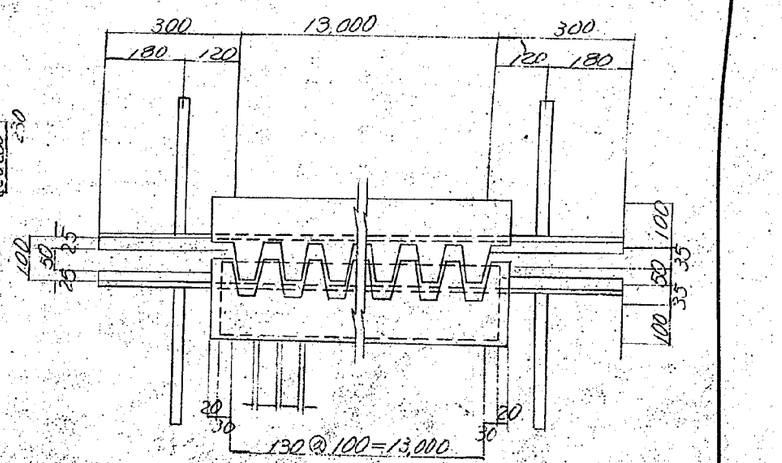


伸縮継手 S=1:10

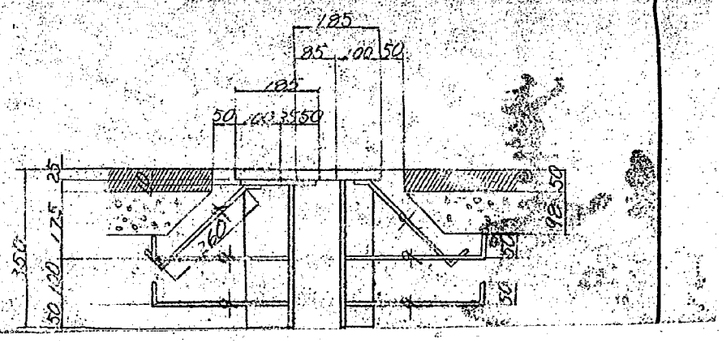


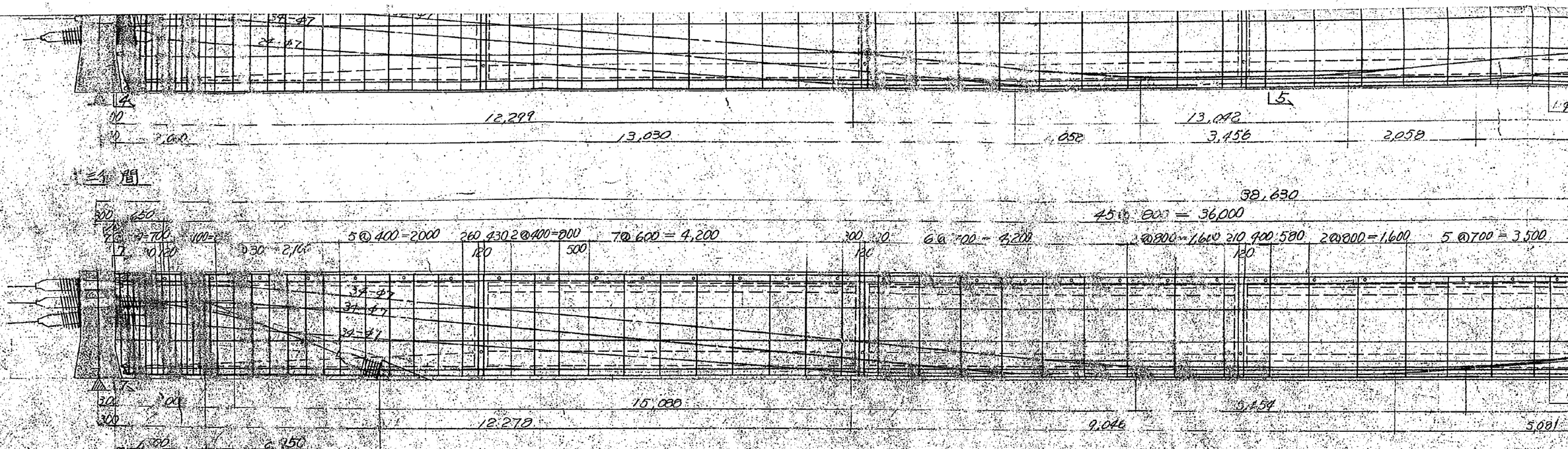


平面図



横断面図

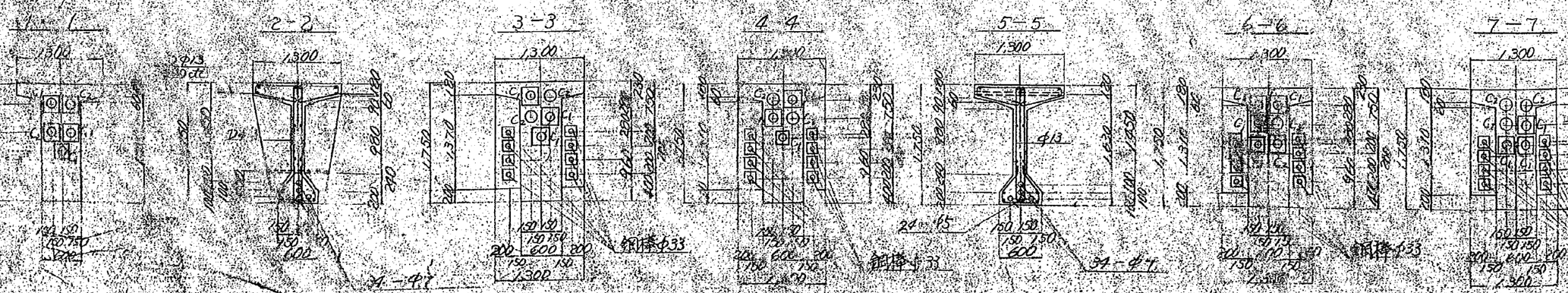


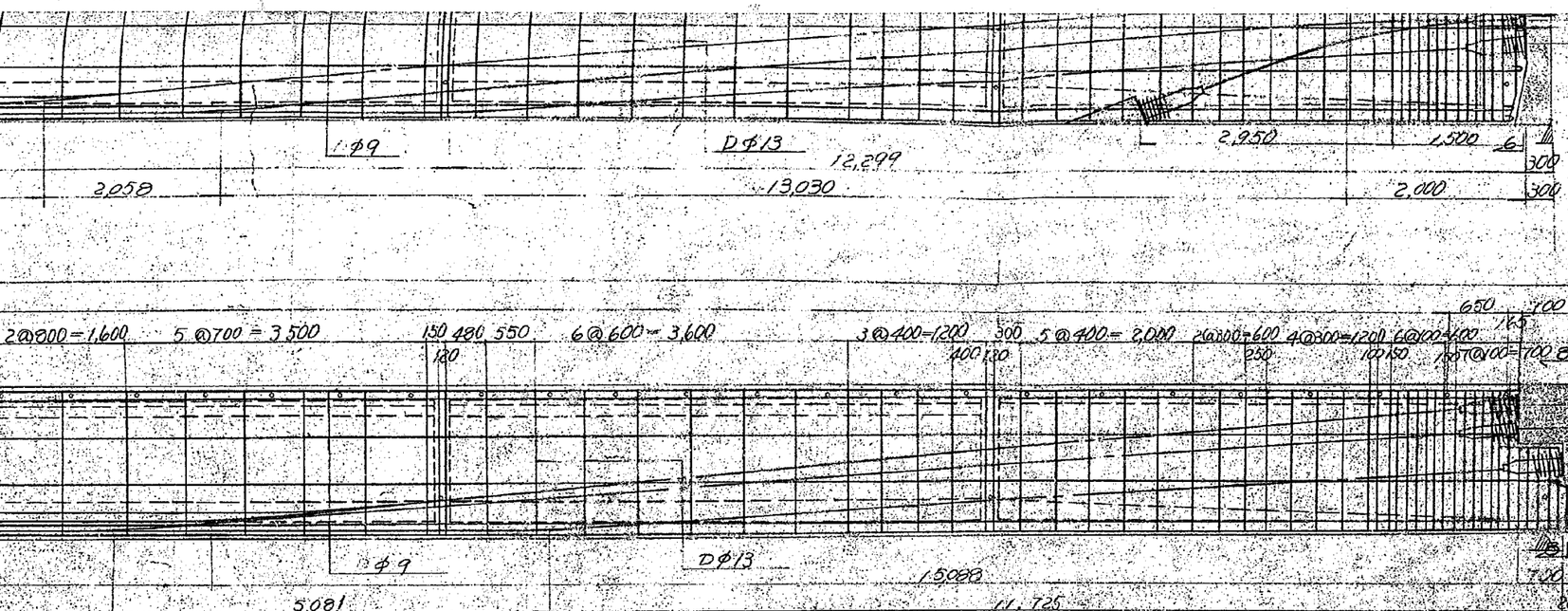

12,299
13,030
13,042
3,456
2,058
38,630
45@800 = 36,000
5@400=2000
7@600 = 4,200
6@700 = 4,200
2@800=1,600
5@700 = 3,500
15,080
12,270
9,042
5,081

三径間

断面図

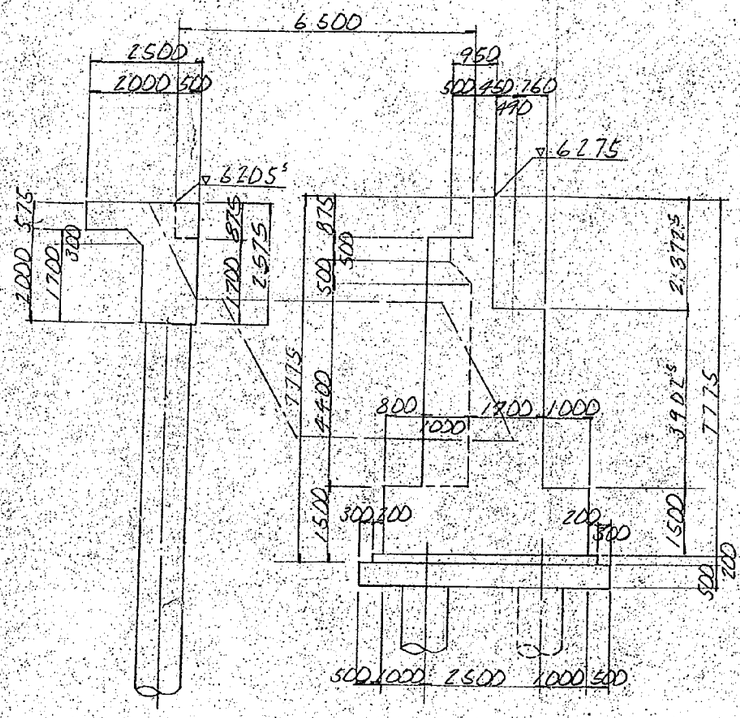
S = 1:50


1-1
2-2
3-3
4-4
5-5
6-6
7-7
4-φ7
34-φ7
斜筋φ33

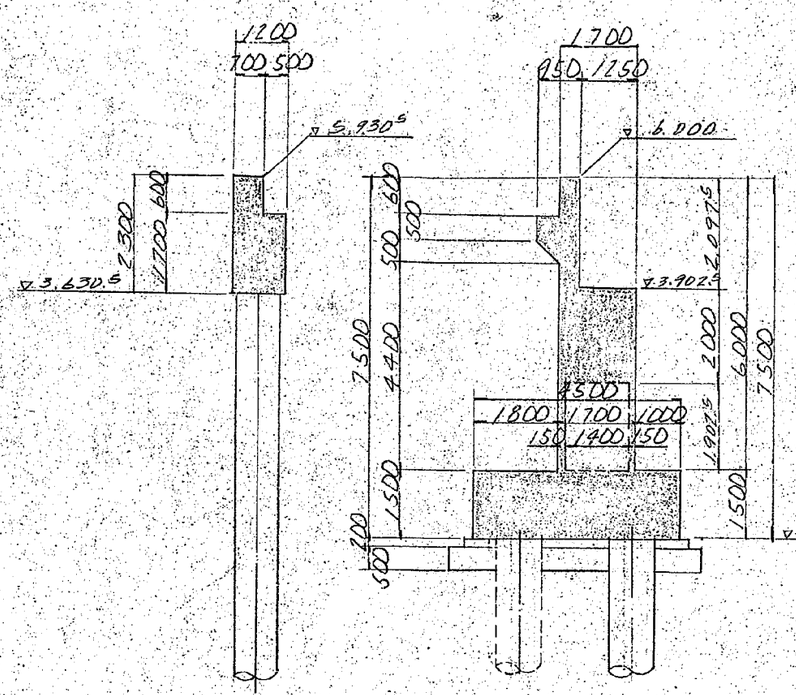

1-Φ9
D-Φ13
12,299
2,950
1,500
6
300
300
2,058
13,030
2,000
2@800=1,600
5@700=3,500
150 480 550
120
6@600=3,600
3@400=1200
300
5@400=2,000
2@300=600
4@800=1200
6@400=2400
650
700
165
100 150
10@100=700.8
400 150
250
100 150
1-Φ9
D-Φ13
5,081
15,088
11,725
700
800
720
1,250
280
185
85
100
50
185
50
160
3550
25
1225
150
150
50
100
100
62
10
10
7-7
1300
8-8
1300
A-A 断面
590
200 200 200
300
150 150
C3(2D-Φ5)
C1 : ケイ素緊張ケーブル
C2 : 〃
C3 : 〃
新青柳橋 基本計画資料作成
図名 主桁構造概要図
予算名
路線箇所 一般地方道 江ノ島鎌倉線 藤沢市～鎌倉市
設計 二二 照査 二二
作図 図化 3.2
建設省土木研究所

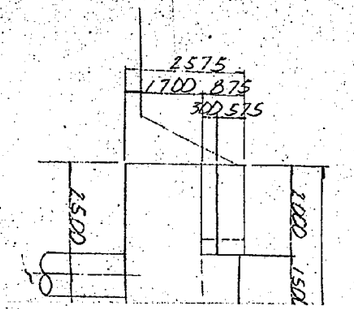
若松側橋台　S=1:100

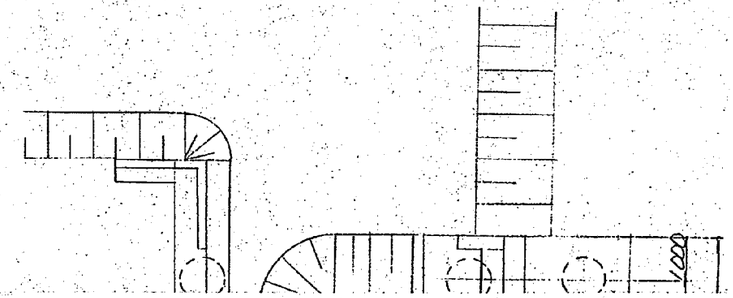
側面図（前側）

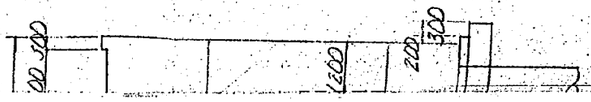


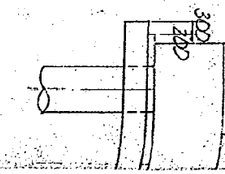
中心断面図





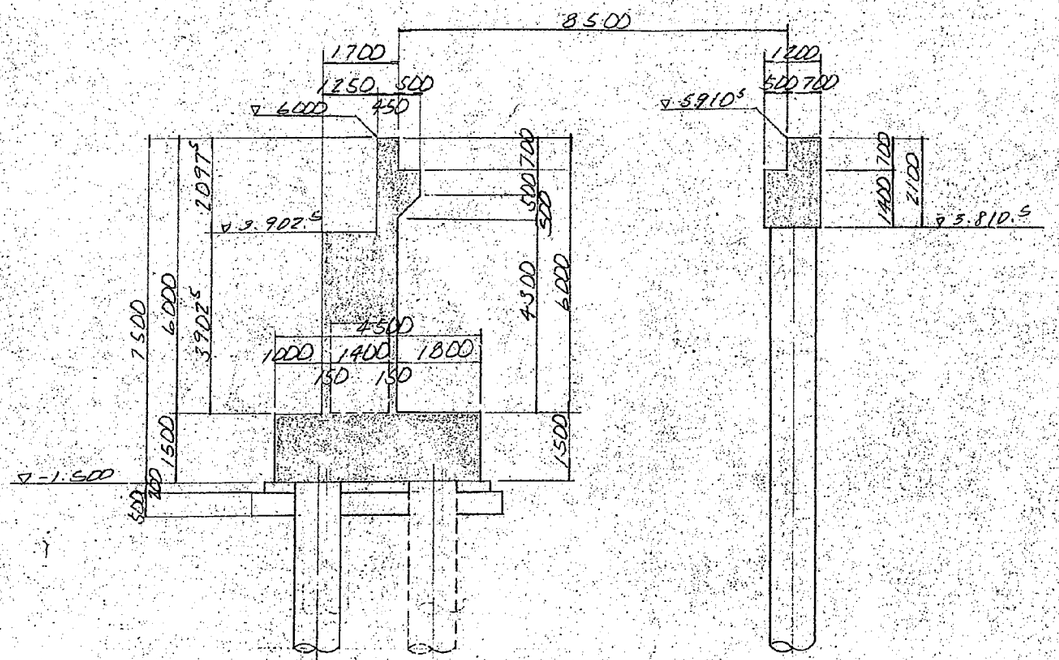




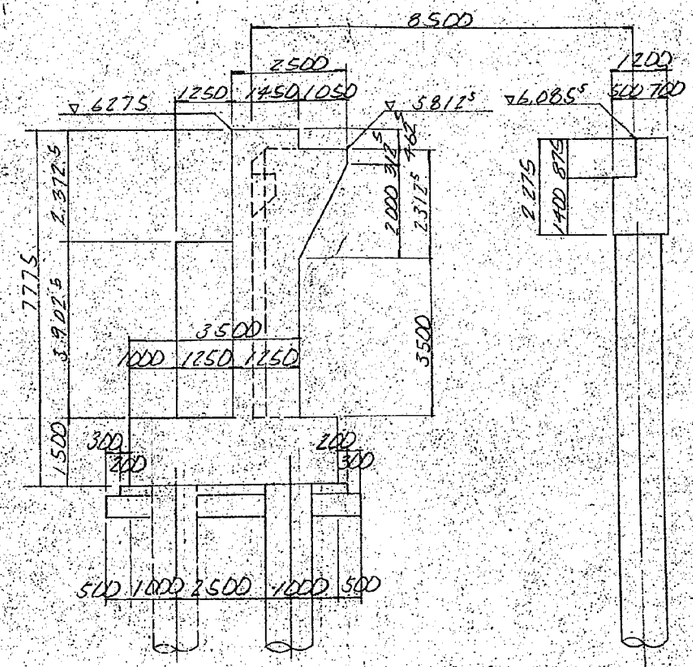


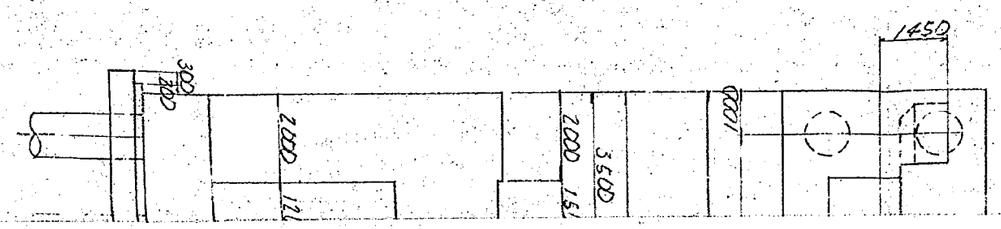
南・及江 橋台 S=1:100

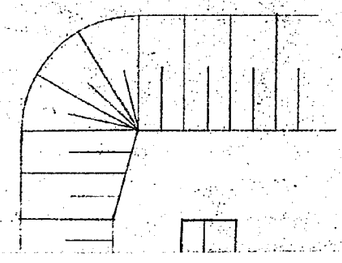
中心断面図

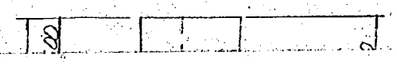


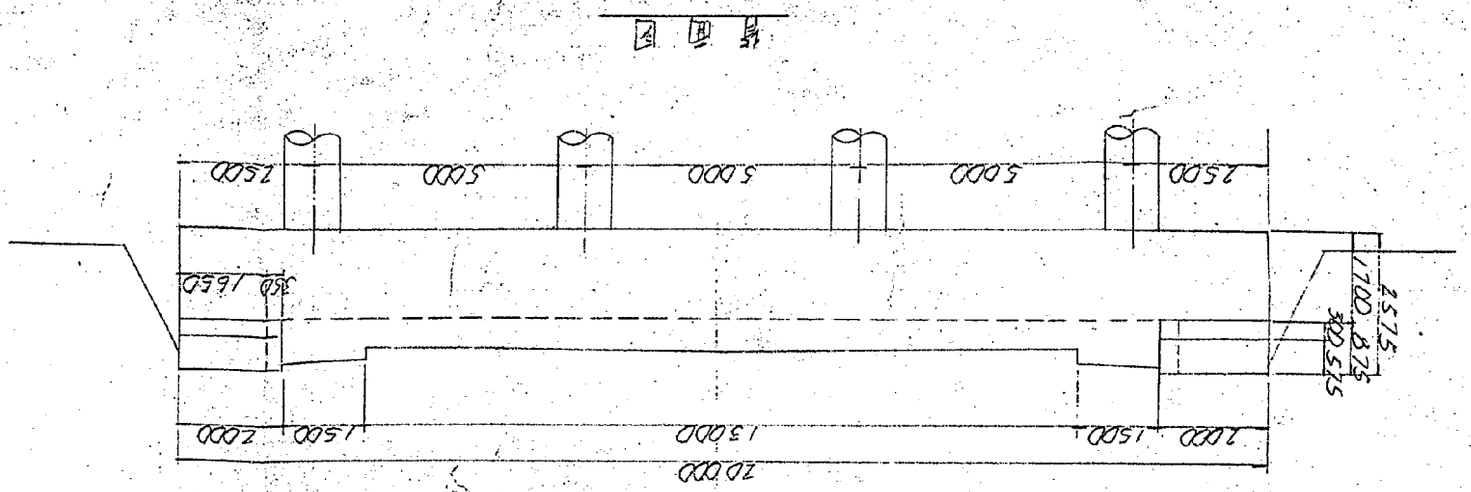
側面図(海側)



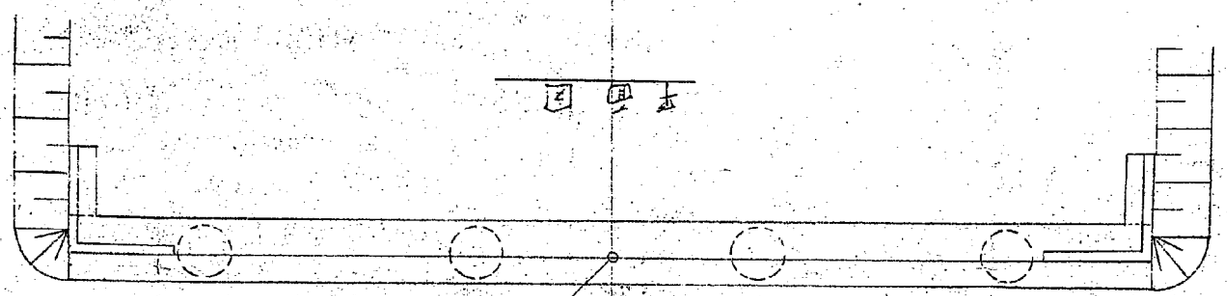




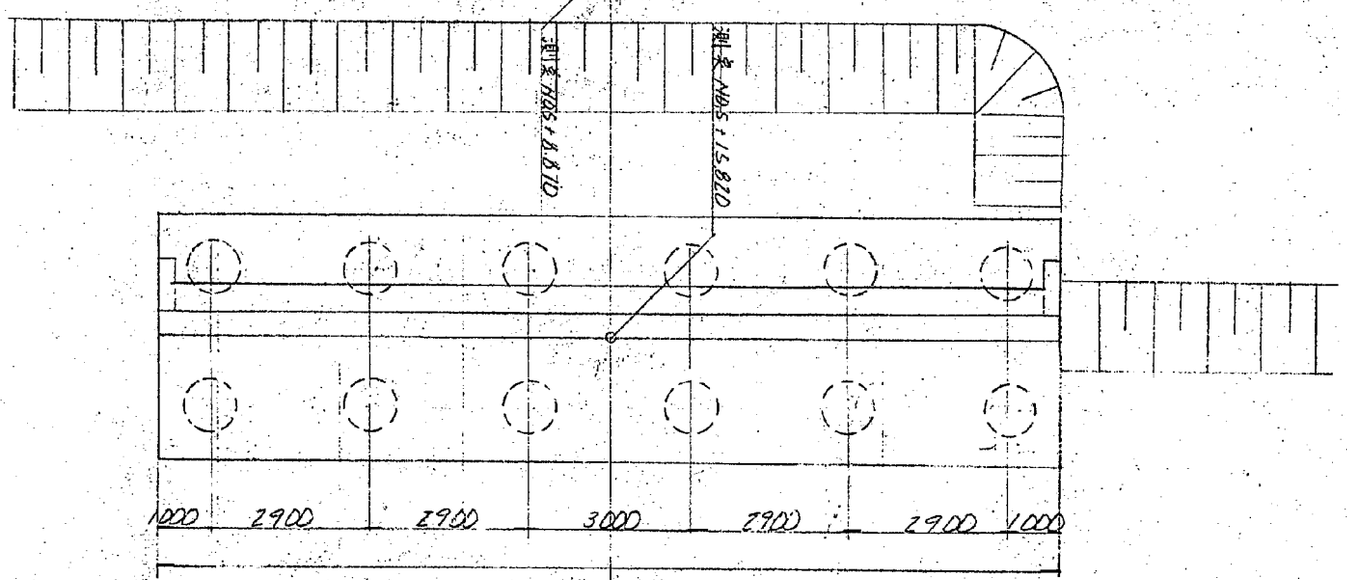


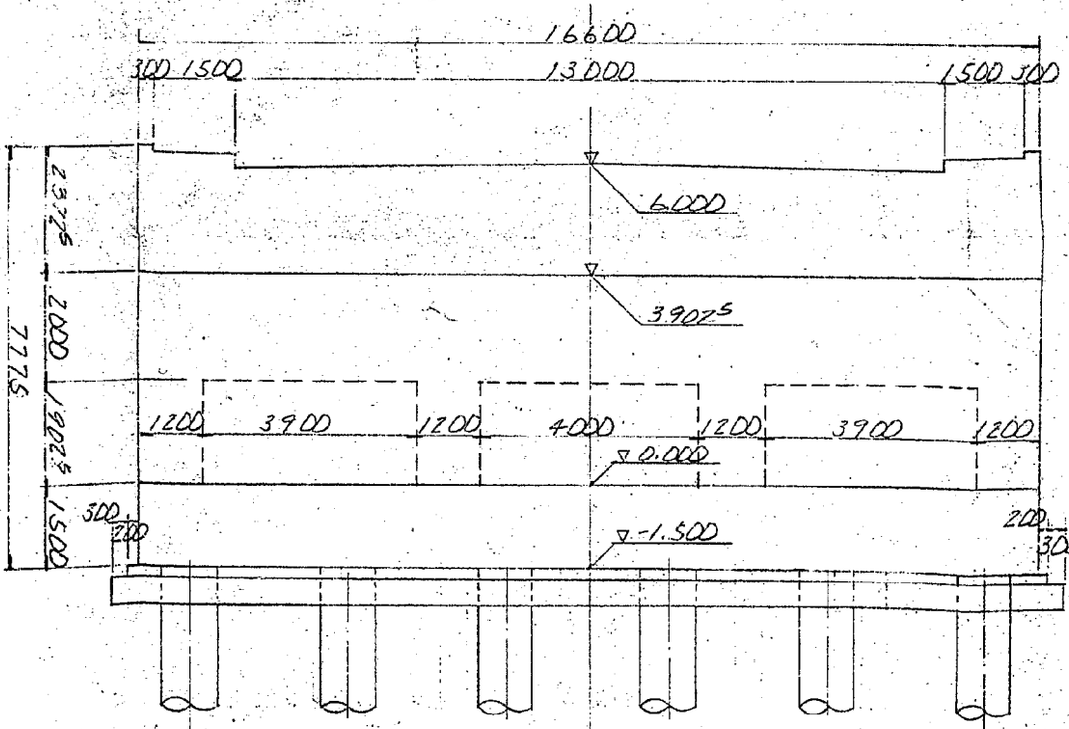


立面图

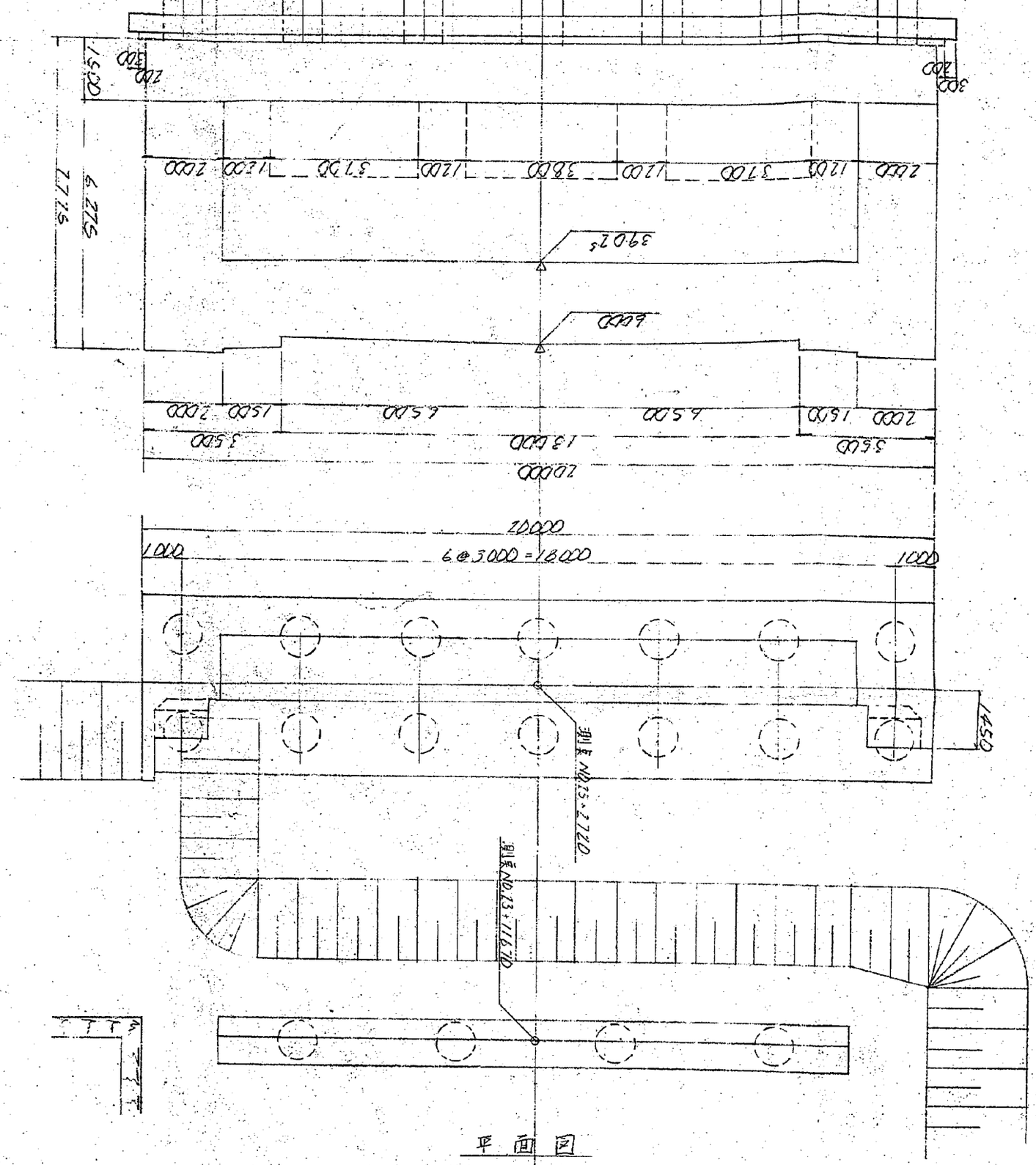


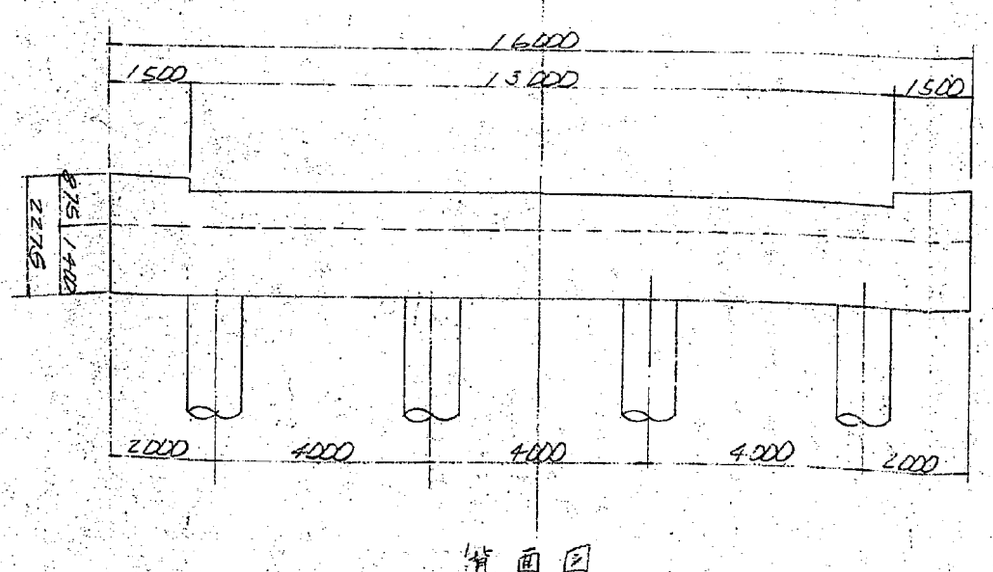
平面图





正面图


平面図

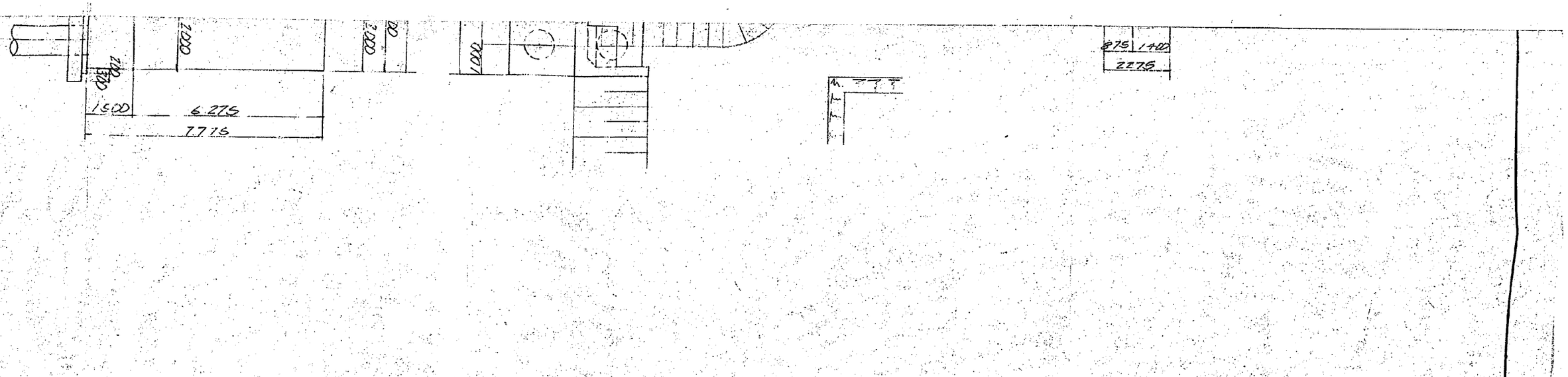

側面図

1500 1650 2000

2375 2000 1902.5 1500 300

7777

1500



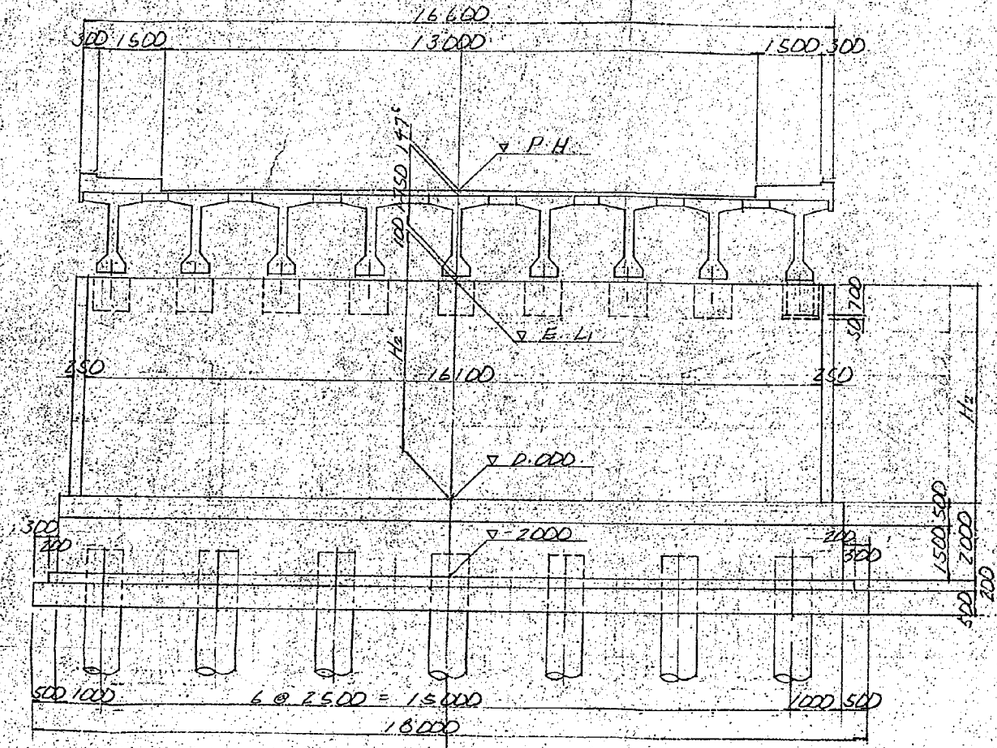
新青柳橋基本計画資料作成

図名	斗3案 下部構造概要図		
予算名			
路線箇所	一般地方道II-3-4南御座仁井田線 南知多吉根町～南設江		
設計		照査	
備考		図番	3-3.

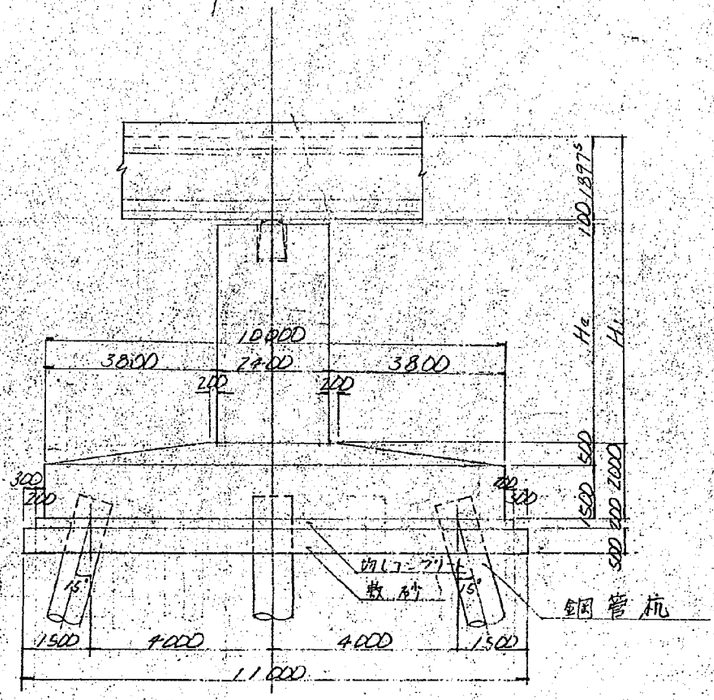
建設省土木研究所

P1 固定橋脚 S=1/100

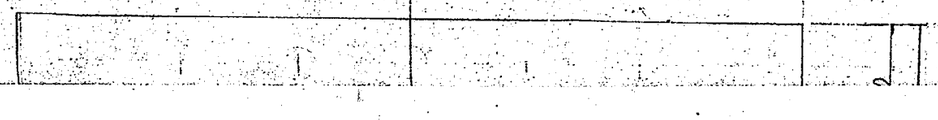
正面図



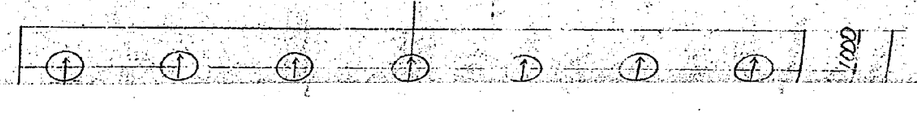
側面図



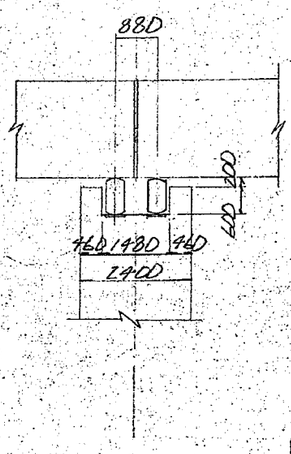
平面図



基礎杭配置図



P_3 P_6 橋脚天端詳細図



橋面積 = 16.0 × 346.9 = 5,550.4 m²

細目	細別		単位	A_W	P_4	P_5		全橋分	摘要
基礎構造	杭本数	鉛直	m	12-33.500	7-34.500	16-34.500			
		斜	〃	——	14-35.500	——			
		計	〃	402.0	738.5	552.0			
	コンクリート		m³	515.6	371.0	433.3			
	鉄筋		t	33.14	——	45.50		293.86	
	鋼杭		〃	——	201.2	——		587.7	
	コンクリート		m³/m²	0.0569	0.0668	0.0781			
	鉄筋		t/m²	0.00597	——	0.00830		0.0529	
	鋼杭		〃	——	0.0362	——		0.106	
躯体およびフーチング	型枠		m²	405.1	285.4	342.9		3,343.5	
			m²/m²	0.0730	0.0514	0.0618		0.602	
	鉄筋		t	10.08	36.27	20.14		226.26	
			t/m²	0.00182	0.00653	0.00363		0.0408	
	コンクリート		m³	203.0	488.6	298.8		3,367.3	
			m³/m²	0.0366	0.0880	0.0538		0.607	

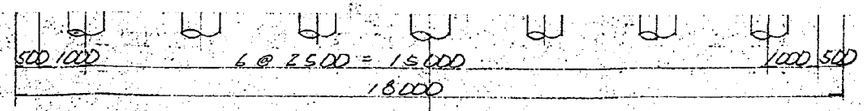
固定橋脚寸法表

名称 / 橋脚	P_1	P_4	P_5
P.H.	6.344	6.857	6.599
E.L.	4.345	4.859	4.601
H_1	6.344	6.857	6.599
H_2	4.346	4.859	4.601

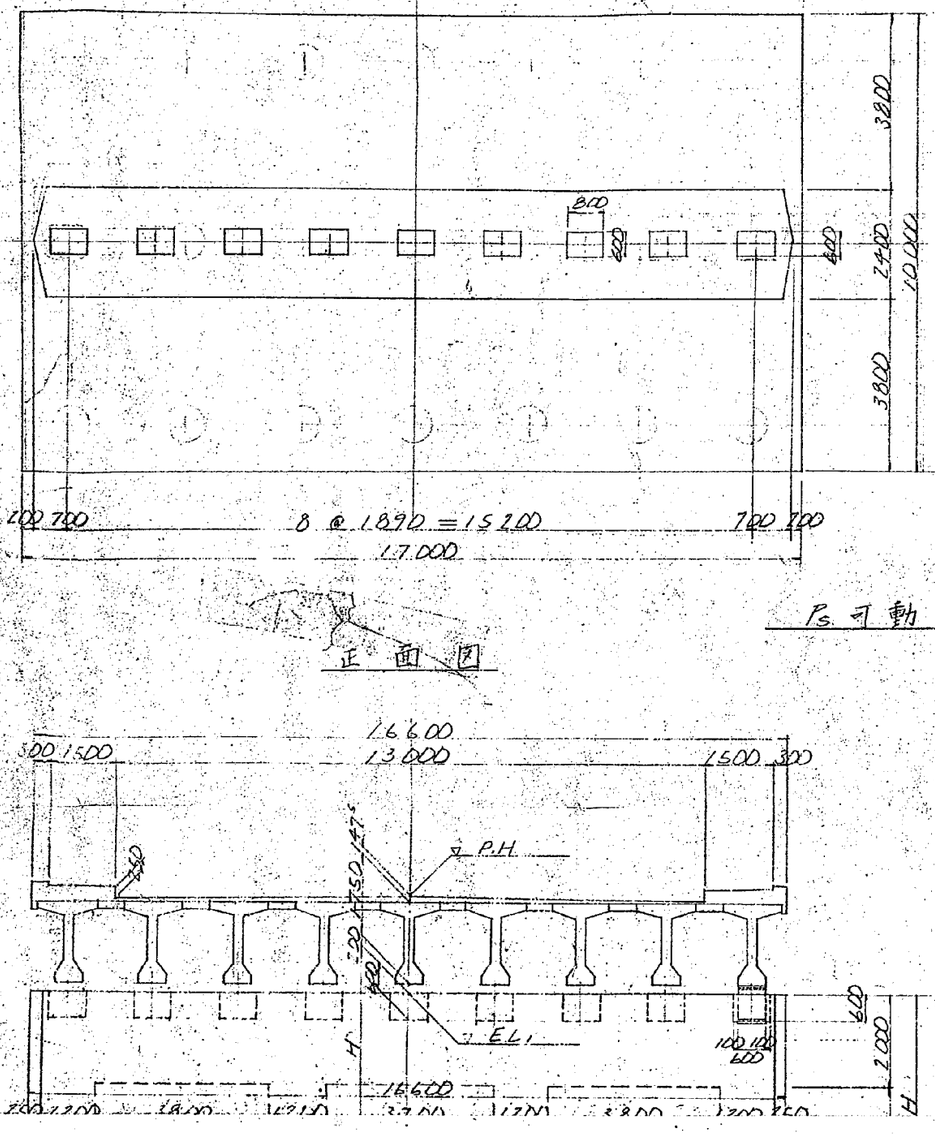
名称 / 橋台橋脚	路面高	斉藤天端高
A_W . A_M	6.000	3.902
P_1	6.344	4.346
P_2	6.599	4.501
P_3 . P_6	6.771	4.573

外力断面力表

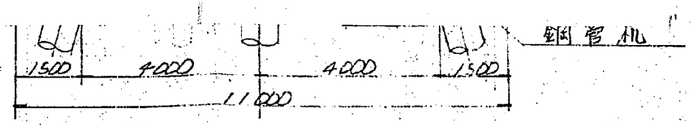
			単位	A_W	P_4	P_5		摘要
フーチング長さ			m	16.600	17.700	17.700		
〃 幅			〃	9.502	10.000	7.000		
〃 厚			〃	1.500	1.000	1.700		
	平	フーチング頂面	N	t		1,285.2	1,129.0	
			M	t·m		3,952.1	4,042.1	



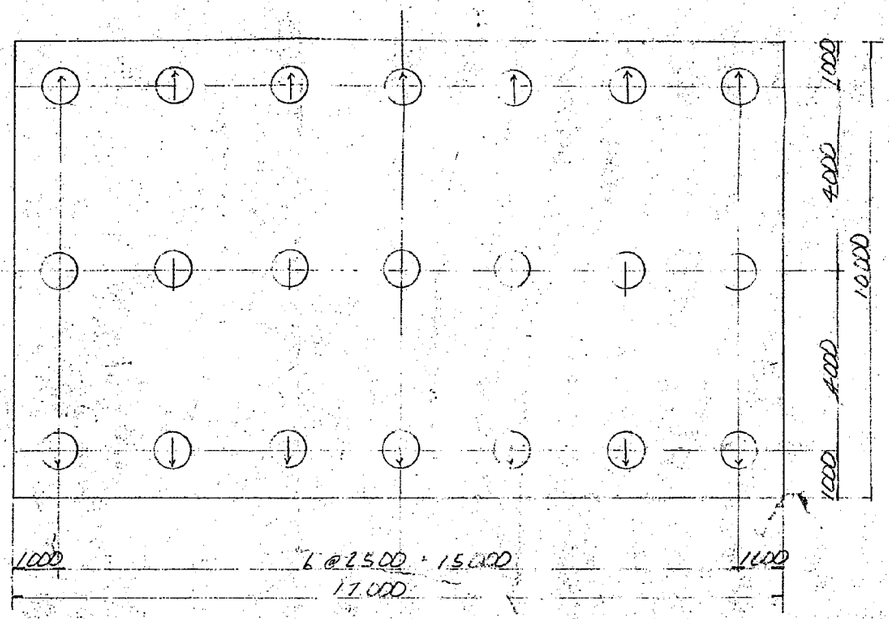
平面図



正面図



基礎杭配置図

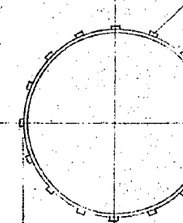


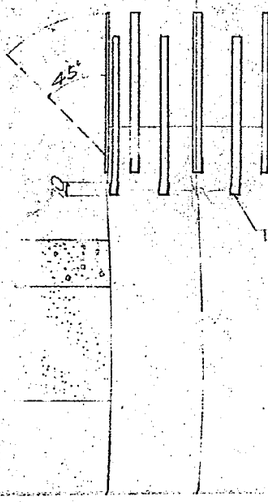
P5 可動橋脚 S=1/100

側面図

杭頭部詳

S = 1/1

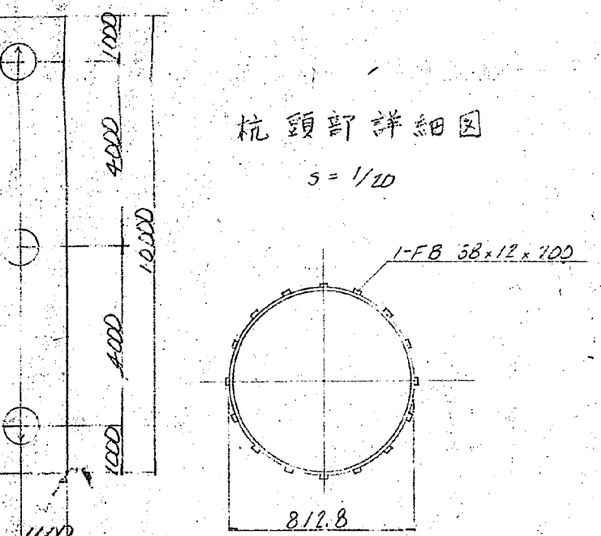


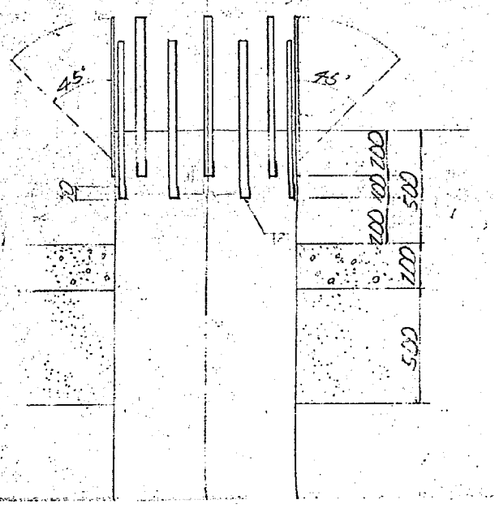


名称 / 高さ摘要	路面高	支座天端高
A_W・A_M	6.000	5.902
P_1	5.344	4.346
P_2	6.599	4.501
P_3・P_6	6.771	4.573
P_4	6.957	4.859
P_5	6.957	4.759
P_7	6.599	4.601
P_8	6.344	4.246
H_2	4.346	4.859	4.601

杭頭部詳細図

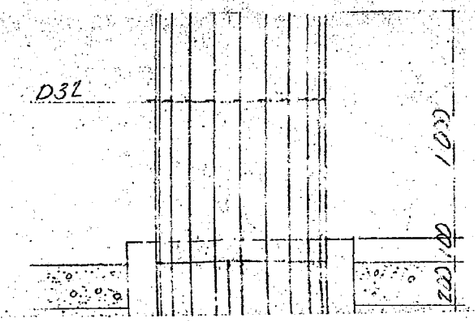
S = 1/20





杭頭部詳細図

S=1/20

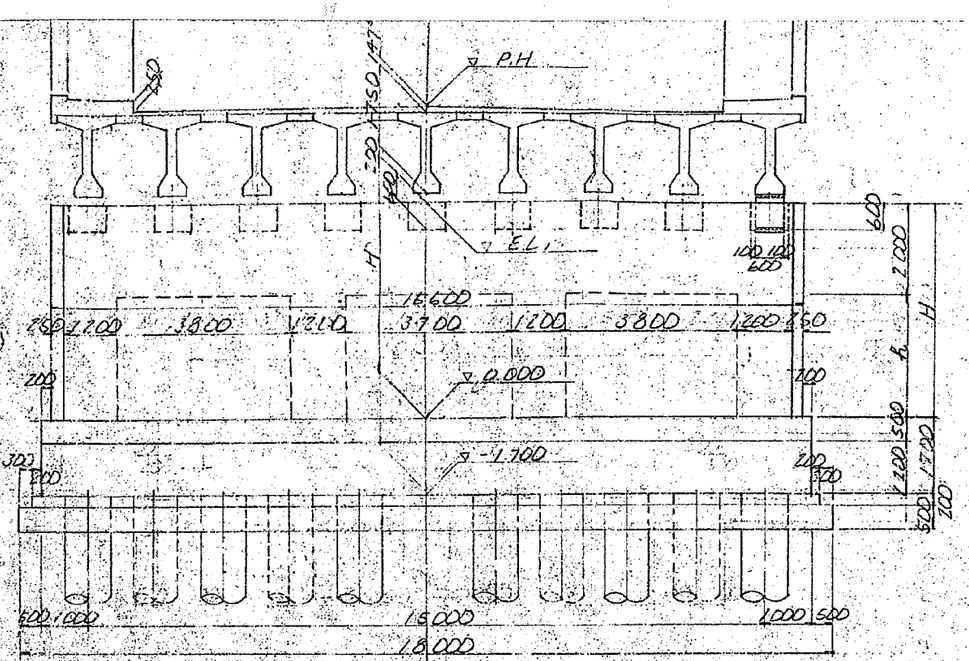


外力断面力表

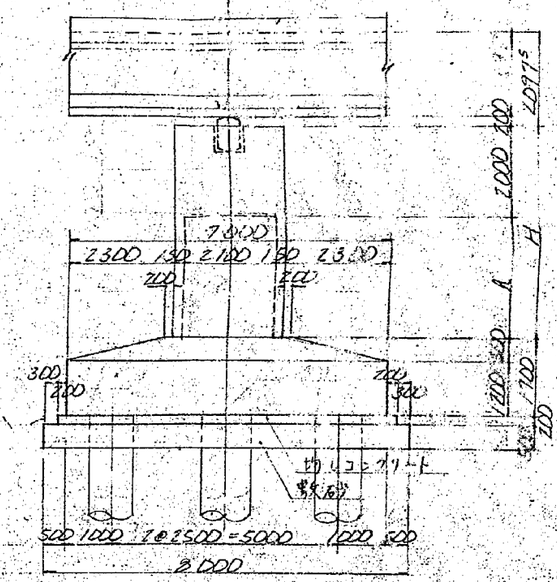
				単位	A_W	P_4	P_5		摘要
フーチング長さ				m	16.600	17.700	17.700		
〃 幅				〃	9.500	10.000	7.000		
〃 厚				〃	1.500	1.000	1.700		
フーチング	地震時	平行	フーチング頂面	N	t		1,285.2	1,129.0	
			〃	M	t·m		3,753.7	494.7	
			〃	S	t		700.6	112.5	
		直角	〃	N	〃	685.5	1285.2	1,129.0	
			〃	M	t·m	790.7	1501.1	1,447.9	
			〃	S	t	158.9	301.8	267.1	
		平行	フーチング底面	N	〃	820.2	1662.7	1334.0	
			〃	M	t·m	729.2	5502.5	757.8	
			〃	S	t	1414	855.3	204.5	
		直角	〃	N	〃	820.2	1662.7	1354.0	
			〃	M	t·m	1042.9	2259.3	1974.2	
			〃	S	t	219.6	456.5	359.3	
杭本数	常時		作用軸力	N	〃	113.2	104.4	109.2	
	地震時	平行	最大作用軸力	N	〃	116.6	187.5	109.9	
			モーメント	M	t·m	84.1	81.7	76.5	
			せん断力	S	t	12.3	24.1	12.8	
			くい頭変位	δ	cm	0.6	1.73	0.62	
		直角	最大作用軸力	N	t	93.8	111.5	121.2	
			モーメント	M	t·m	66.4	73.8	81.7	
			せん断力	S	t	12.3	21.7	22.5	
			くい頭変位	δ	cm	0.89	1.55	1.09	

設計条件表

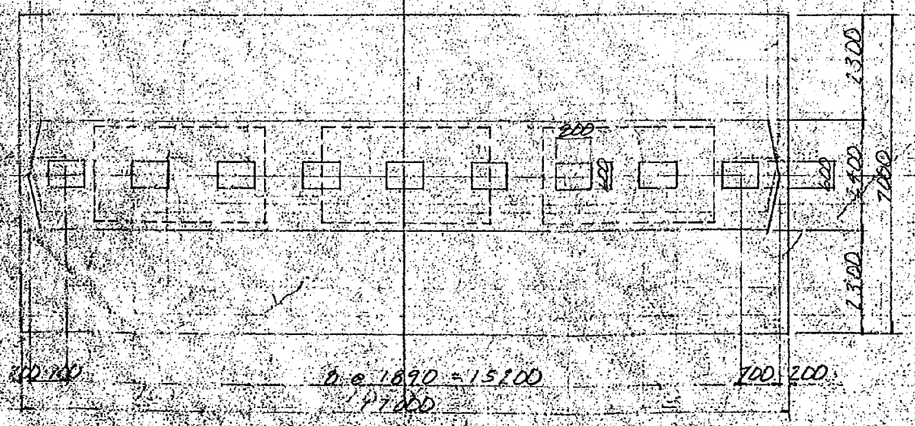
上部構造	1	橋の等級	1等橋 (T-L-20)
	2	幅員 支間	1.5+13.0+1.5 / 33.24
	3	橋種型式	3径間連続 P.C 合成桁
	4	支承	可動 (コンクリートロッカー)
	5	架設方法	
		杭種 躯体	壁式橋脚

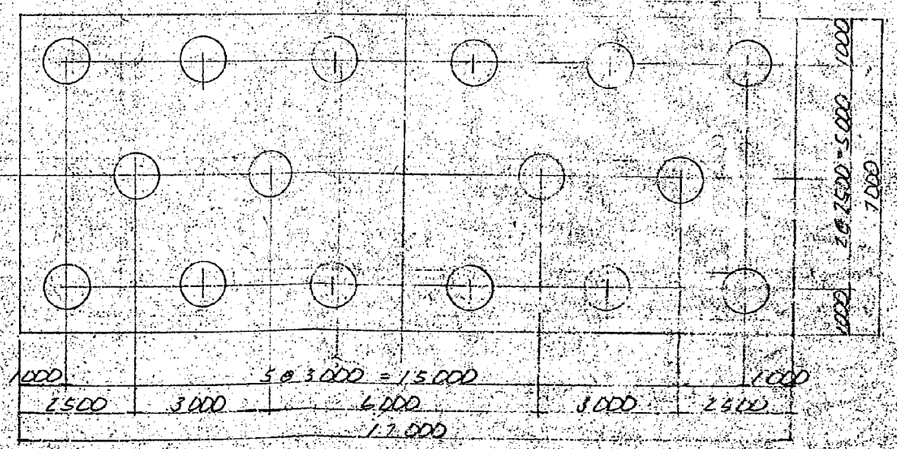


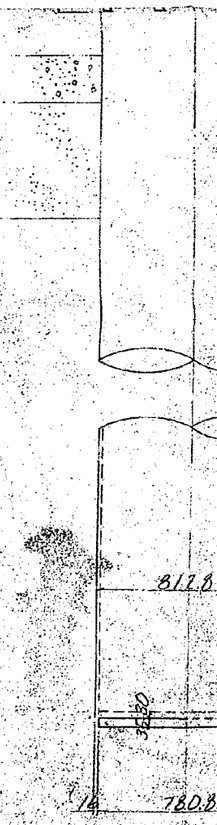
平面図



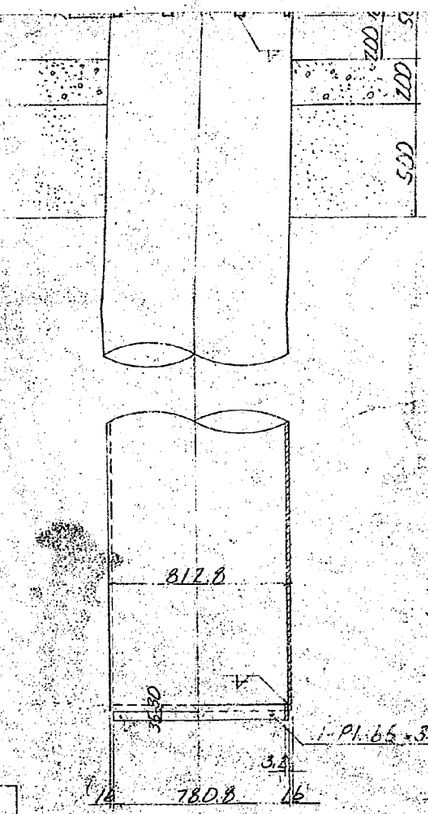
基礎杭配置図





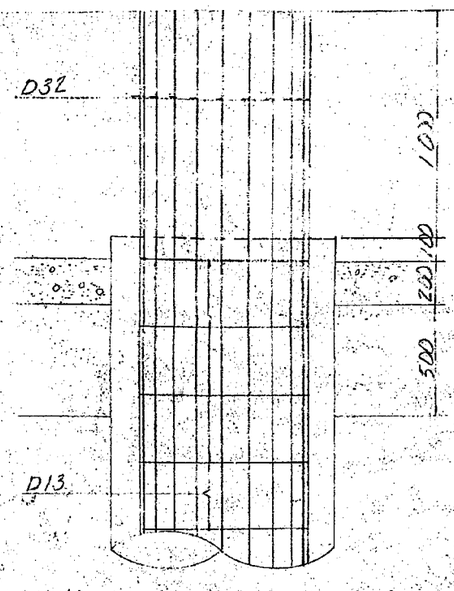


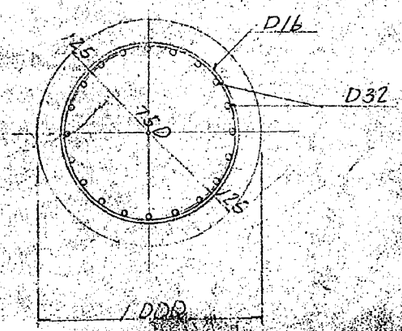
杭継手詳



杭縦手詳細図

1/20





可動橋脚寸法表

	P_3	$1.P_3$	P_4	$1.P_4$
P.H	6.547^{5}	6.771	6.760^{5}	6.994^{5}
E.L.	4.601^{5}	4.673^{5}	4.760^{5}	4.832^{5}
H	4.601^{5}	4.673^{5}	4.760^{5}	4.832^{5}
基	2.601^{5}	2.673^{5}	2.760^{5}	2.832^{5}

設計条件表

上部構造	1	橋の等級		1等橋 (T-20)
	2	幅員 支間		1.5 + 13.0 + 1.5 (38.4)
	3	橋種 型式		3径間連続 P.C. 合成桁
	4	支承		可動 (コンクリートロッカー)
	5	架設方法		
下部構造	1	杭型 種式	躯体	壁式橋脚
			基礎	現場打ちコンクリート杭 鋼管杭
	2	設計荷重	上部構造からの荷重	死荷重
				活荷重
				衝撃
			震度	水平 0.2 鉛直 0.1
	3	娯の鉛直許容応力		20 t/m² (常時)
	4	コンクリート	躯体	σ28≧240 kg/cm² 主筋比 W/c 帯筋比 W/c
			基礎	フーチング σ28≧240 CCぐい σ28≧210 主筋比 W/c 帯筋比 W/c
	5	鉄筋	躯体	SD 30 (1800 kg/cm²)
			基礎	SD 30 (1800 〃)
	6	支持地盤		砂礫層 (N≧50)
	7	許容支持力		常時 / 地震時
				φ1.0m 150 t/本 / φ2.0m 725 〃
				φ1.0m 225 t/本 / φ2.0m 185 〃

新東郵橋詳細設計図資料(1)式

図名	下部構造概要図		
示算名			
路線番所	一般地方道五・3-4南伊豆1-1起点		
設計		照査	
備考		図番	3-4

建設省土木研究所