

【報 告】

LRTシステムプロジェクト(フィリピン)

Light Rail Transit System Project

堀 内 岩 夫 *
Iwao HORIUCHI
岩 崎 祐 次 **
Yuji IWASAKI
桐 山 寿 郎 ***
Jiro KIRIYAMA

〔要旨〕 現在、フィリピン国マニラ市において実施されているLight Rail Transit System プロジェクトは同国の都市内交通体系再編の核となるものであり国家的事業として取上げられたものである。

当社はフィリピン国の最大手建設会社であるPNCCとの間にサブコントラクト契約を結びPasig River 橋の設計から施工までの業務を中心として軌道敷設工事、Tripa de Gallina 橋の架設など一連の建設に参画する事になった。

本業務報告ではPasig River 橋の建設にかかわる設計面での技術的特色を紹介すると同時にTripa de Gallina 橋の架設施工についても報告することとした。設計面での技術的特色の1つは耐震設計法の考え方であり、他の1つはコンクリート下部構造物の終局強度設計法である。一方、Tripa de Gallina 橋の架設施工ではボンツーンを利用した引出し架設法について報告している。

1. はじめに

フィリピン共和国はアジア大陸の東南、マレー諸島の東北部に散在する大小7,109の島々からなっているが、岩礁だけの無人島が多い。フィリピンの面積は29万9,404平方キロメートルで、日本の本州と北海道とを合わせた面積に相当し、ルソン島およびミンダナオ島で全面積の7割を占めている。

一方、フィリピンの気候は11月～4月の乾季と5月～10月の雨季に分けられるが、フィリピンの年平均温度は27度で年間を通じてほとんど差がない。

現在、フィリピンにおける社会構造は輸出産業が一次産品中心であること、人口増加率が高いことおよび産業および人口の大都市への集中度が高いといった問題をかかえている。1980年におけるマニラ首都圏の人口は、590万人に達し、全人口の12%を占めている。こうした反面、マニラ市内の交通はジブニーという小型バスに頼っているのが現状で、こうした輸送機関は不便であるばかりでなく道路交通の混雑度に拍車をかけている。

こうした問題を解決するものとして市民の期待も大きく、フィリピン政府としても最も力を入れているプロジェクトとして、Light Rail Transit(LRT)プロジェクトが取り上げられ実施された。

2. LRTプロジェクトの概要

LRTの路線はマニラ旧市街部を南北に貫通するもの

で、北端はCaloocan CityのBonifacio MonumentoからRizal Avenue-Taft Avenueを南下してPasay CityのQuirino Southに至る約15km区間である。本線高架橋は、陸上部においては標準スパン25mのPC桁が連続している。

一方、河川を横断する部分は南端のTripa de Gallina橋とPasig River 橋の二橋が建設される。前者は橋長50.48mと37.35mの下路トラスであり、後者は橋長138m(54m+57m+27m)の単純鉸桁橋3連である。また軌道はバラスト軌道が採用されている。

本プロジェクトの全体組織図を図-1に示す。

発注者はフィリピン国政府交通通信省で、メインコントラクターはフィリピン国の最大手建設会社である、Philippine National Construction Corporation(PNCC)とベルギーの鉄道建設関連企業4社よりなるコンソーシアム(ベルジャンコンソーシアム)との共同企業体である。

この共同企業体において、ベルジャンコンソーシアムは、高架鉄道システムの設計、システムに必要な機材・資材の供給およびシステム施工のスーパーバイジングを担当し、PNCCは高架橋、駅舎の建設等の土木工事の施工を担当している。政府との契約は1980年7月に締結され、現在までに全体の約80%が完成し、一部営業開始を1984年秋に予定している。

*川田工業㈱技術本部技術部技術二課課長 **川田工業㈱国際事業部営業一課 ***川田工業㈱富山本社工事部工事課

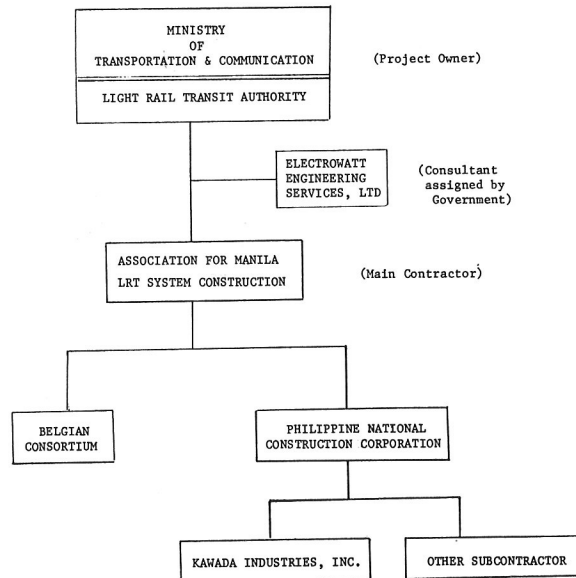


図-1 PROJECT ORGANIZATIONAL CHART

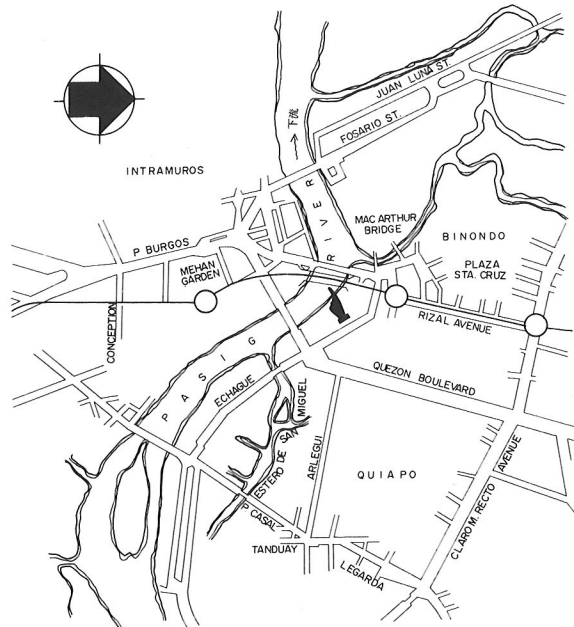


図-2 架橋地点

3. 当社の受注業務内容

当社はPNCC との間に以下の業務についてサブコントラクトを結び、マニラ工事々務所を1983年4月に開設し、現在工事を進めている。

- 1) Pasig River 橋, 上下部工の設計。
- 2) 一同一, 鋼桁の製作, 輸送, 架設。
- 3) 一同一, 河川部橋脚に取り付けるフェンダーシステムの設計, 製作および取付け。
- 4) 一同一, 河川部橋脚のコンクリート, フーチング打設用の鋼製型枠の設計, 製作と輸送。
- 5) Tripa de Gallina橋の架設。
- 6) LRT全ルート of 軌道敷設工事の施工(東鉄工業とのJV)。

Pasig River はLRT路線のほぼ中間点に位置し、橋梁計画地点付近で大きく蛇行し、かつ船舶の航行が多い河川であり、水深は約7mである。

4. Pasig River 橋の設計

4-1 計画段階

1982年8月、本橋の検討がはじまった。図-2でも明らかなように架橋地点の上下流には既設の橋梁があり、河川も架橋地点で大きく蛇行していることから上部構造は近接の既存構造物とほぼ同じ支間割の鋼単純鋼桁案を提案した。

1983年2月よりマニラにおいてLRTプロジェクトのコンサルタントであるELECTROWATTと詳細な協議を重ねると同時に、5月にはELECTROWATTのエンジニアであるMr. Vopelが来日し最終的な設計図面の承認を受けた。本橋の構造一般図を図-3に示す。

4-2 上部構造

Pasig River 橋の諸元を以下に示す。

橋 長 : 138 m

幅 員 : 8.46 m

支間割 : 54 m + 57 m + 27 m

形 式 : 単純合成鋼桁

床 版 : 鉄筋コンクリート床版20cm, バラスト道床

鋼 重 : 表-1参照

4-2-1 設計基準

- 1) Specifications For Design of Steel Railway Bridge 1981 Japanese National Railways.
- 2) Specifications For Fabrication of Steel Railway Bridges 1981 Japanese National Railways.

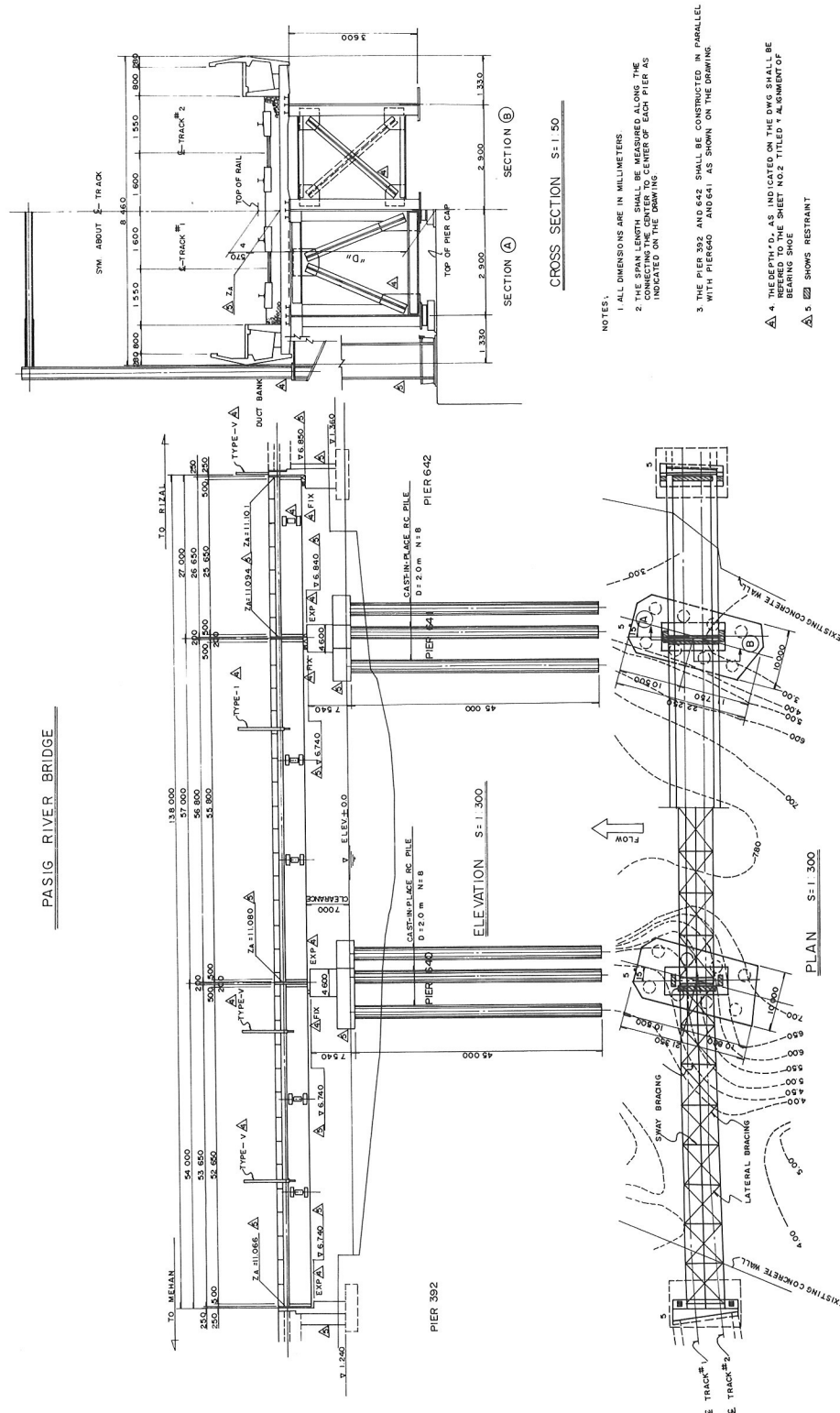


図-3 橋梁一般図

表-1 鋼 重

(単位: ton)

	L=54m	L=57m	L=27m
主 桁	173.66	186.11	51.51
対傾構, 横構	22.05	19.43	9.79
合 計	195.71	205.54	61.30
省	13.33		
排水装置	3.83		
伸縮装置	3.79		
耐震装置	74.16		
架線支持受け	4.28		
総 合 計	561.94		

4-2-2 荷 重

1) 活荷重

活荷重についてはLRT train Load を適用した。
その荷重を図-4に示す。

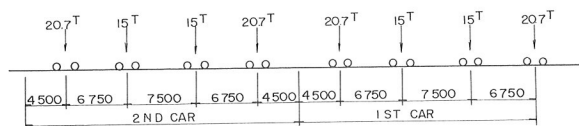


図-4 LRT TRAIN LOAD

2) 風荷重

風荷重強度については次式を適用した。

$$P = C \times \frac{1}{2} \times D \times V^2$$

ここで C=風力係数=1.8

$$D = \text{空気密度} = \frac{1}{8} \text{ kg} \cdot \text{s}^2 / \text{m}^4$$

V=風速 (m/s)

$$V = 160 \text{ km/hr (載荷時)}$$

$$V = 220 \text{ km/hr (無載荷時)}$$

3) 温度変化

温度変化についてはJNR設計基準に準拠するが、その範囲は-10℃から+15℃とした。

4-2-3 材 料

鋼 材: JIS G 3101 SS41

JIS G 3106 SM41, SM50Y

高力ボルト: JIS B 1186 F10T

スタッド: JIS B 1198

床版コンクリート: $\sigma_{ck} = 280 \text{ kg/cm}^2$

(円筒供試体)

鉄 筋: AASHTO M31 Grade 40

4-2-4 塗装系

Pasig River 橋に使用された塗装系は以下に示す
3区分について規定された。

- 1) 鋼板に対する塗装仕様。
- 2) 添接面の塗装仕様。
- 3) 現場での添接完了後における連結部と損傷面の塗装仕様。

表-2に上記1)に対する仕様を示す。

表-2 PAINTING SYSTEM 1. Plate

Process		Paint & Treatment		No.of Coat	D.F.T (Mic./Coat)		Painting Interval (at 20°C)
		Generic Name	Kansai's Brand Name		Min.	Ave.	
At Mill	Surface Preparation	Blast Cleaning to SSPC-SP10 "Near-White "Grade					
	Mill-Primer	Inorganic zinc Mill-Primer	SD Zinc Primer ZE NO.1000	1	10	15	Over 24hrs.
At Work	2nd Surface Preparation	After Erection,Welded seams,damaged spots and rusted surface shall be blast cleaned to sspc-sp10 and the rest of surfaces shall be cleaned and free from any foreign matter					
	1st Coat	Inorganic Zinc Rich Paint	SD Zinc Primer ZE NO.1500	1	50	75	Over 24hrs.
	2nd Coat	Chlorinated Rubber	Rabamarine Brown Primer	1	30	45	Over 16hrs.
	Intermediate Cover Coat	Phenolic M.I.O	Kanpe Ferrodor F-33	1	50	70	Over 16hrs.
At Site	Finish Coat	Phenolic M.I.O	Kanpe Ferrodor F-34	1	45	65	Over 16hrs.

4-2-5 耐震設計に関する規定

耐震設計に関する規定に関してはLRT-Specificationに興味ある内容があった。すなわち、耐震設計の理念として2つのことが明記されていた。

① 通常地震時 ($K=0.15$) において、橋梁はダメージを被らない (Moderate Earthquake)。

② 予測を上回る地震時において 崩壊を未然に防止する (Very Severe Earthquake)。

上記②の目的を達成するために、構造物の一部を降伏させることによって地震エネルギーを分散させ、この時、他の部分は降伏点以下のストレスレベルを確保するように設計するという考え方を採った。当初、このプラスチックゾーンを脚根元に設定して検討を進めていたがプラスチックフォースが過大となることから最終的には脚天端に図-5 の様なレストレイントを設置することになった。

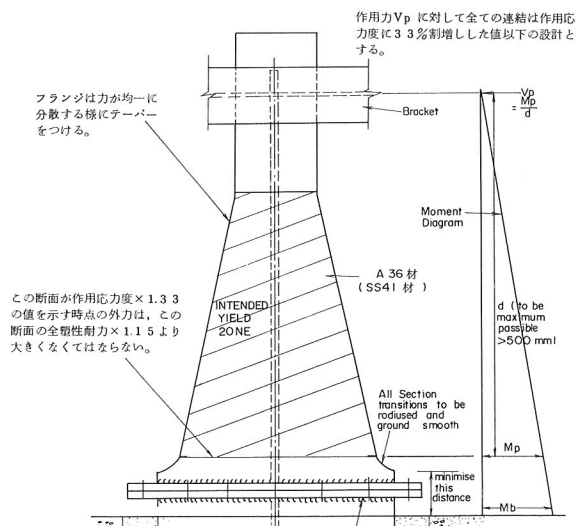


図-5 STEEL RESTRAINT

4-2-6 レストレイントの設計

上部工の設計ではJNRの規準を適用した設計であるため特に問題とする点はなかった。ここでは、前節に示したレストレイントの設計手順について述べる。

- 1) Plastic Force の推定
- 2) 死荷重反力 $\times$ 震度 (0.15) $\times 1.6 = V_p$
- 3) Restraint 断面の仮定
- 4) せん断域の算定

$$A_{sp} = \frac{V_p \cdot \sqrt{3}}{F_y}$$

$$B_{sp} = \frac{A_{sp}}{t_w}$$

F_y = 鋼材の降伏点

5) Plastic Moment の算定

$$M_p = W_p \times F_y$$

$$W_p = 2 (A_f \cdot Y_f + A_w \cdot Y_w)$$

6) Plastic Force の計算

$$V_p = \frac{M_p}{d}$$

7) $V_p \approx V_p$ となるまで繰り返し計算をする。

この設計手順の中で注意すべき点としては鋼材の降伏点の設定である。JIS G 3101 SS41 材の降伏点は板厚 16 mm 以下で 25 kg/mm^2 以上、40 mm 以下で 24 kg/mm^2 以上と規定されているのに対し、実際に供給される鋼材の検査証明書によると、その多くが $25 \sim 32 \text{ kg/mm}^2$ となっていた。本設計では降伏点の上限値を 27.6 kg/mm^2 として検討したためレストレイントを製作する鋼材について降伏点が仮定した上限値以下であることを照査する必要が生じた。従ってこの点については設計図面に降伏点の上限値を明記することが重要である。

本橋に採用したレストレイントの設置位置と構造を図-6, 7 および写真-1, 2 に示す。

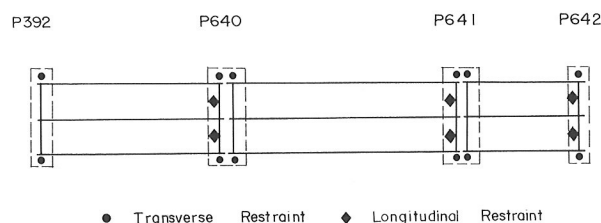


図-6 RESTRAINT 配置図

表-1 でも示した様にレストレイントの鋼重は 7.4.2 トンにも達している。また下部構造の設計においてもプラスチックフォースを考慮した検討としているため構造物そのものが大きくなっている。

地震力の推定について国内では耐震設計基準にもとずき設計震度が推定されるが、この推定値を越える不測の事態においては特に配慮されていない。従って本プロジェクトで採用した耐震設計の理念はフィリピン国における地震に対する基本的な考え方を示すものであると同時に

- 202 -

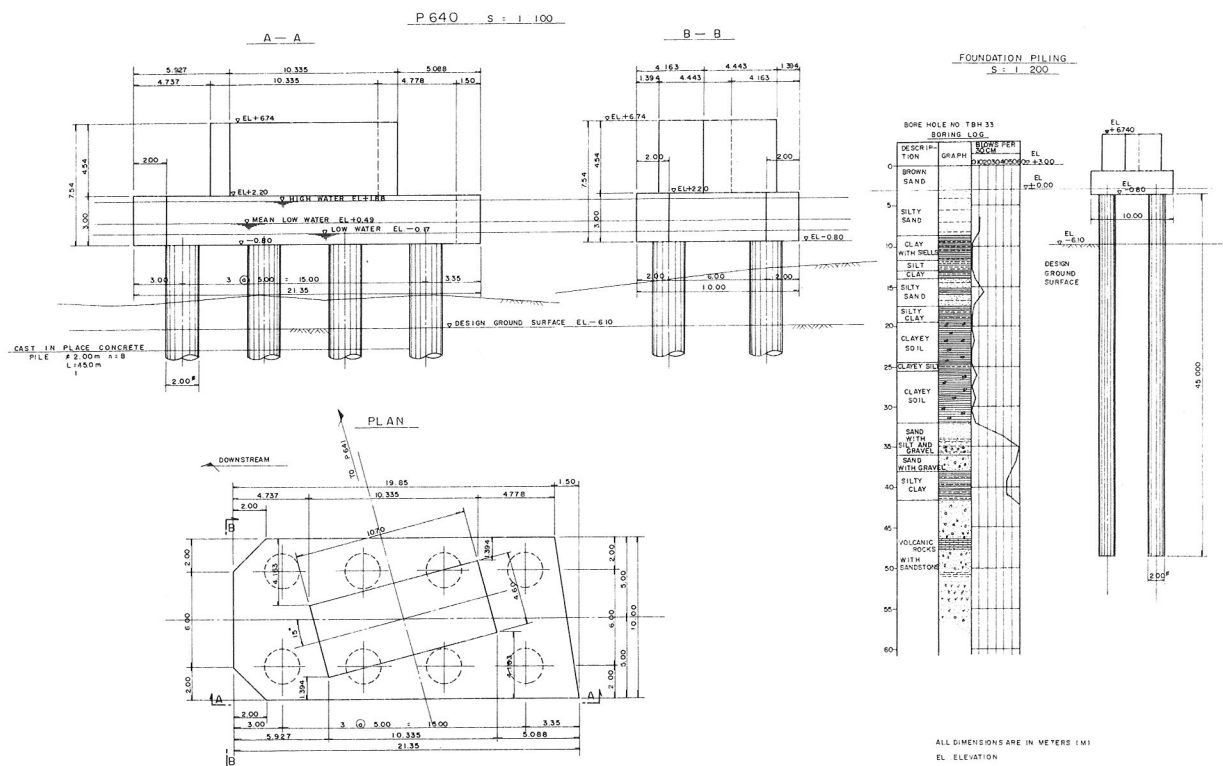


図-8 P 640 脚構造一般図

表-3 橋軸直角方向作用力

Transverse LOAD				
	Column System	Vertical Force N (t)	Horizontal H (t) Force	Moment M (t-m)
①	Dead Load (Super-Structure)	1134.72	—	-12.43
②	ditto (Column)	536.30	—	—
③	ditto (Pile Cap)	1454.40	—	-29.77
④	ditto (Fender)	43.70	—	481.78
⑤	Live Load (Full Loading)	250.09	—	-2.226
⑥	ditto (2span 1 Track)	125.09	—	-211.46 189.20
⑦	Earthquake (①) KH=0.15	—	±170.21	±194.550
⑧	ditto (②+③+④) KH=0.15	—	±305.17	±760.40
⑨	Plastic Force	—	±428.57	±445.715
⑩	⑨ × 2.53 KH=0.38	—	±772.08	±1923.81
⑪	Earthquake (Pile) KH=0.15	—	±47.95	—
⑫	Buoyancy (High Tide)	-54.136	—	—
⑬	ditto (Low Tide)	-127.26	—	—
⑭	Stream Flow Pressure (4 Knot)	—	±10.62	—
⑮	① + ② + ③ + ④	3169.12	—	439.58
⑯	Earthquake (Live Load) KH=0.15	—	±18.76	±252.32
COMBINATION				
	Column System	Vertical Force N (t)	Horizontal H (t) Force	Moment M (t-m)
1	Standard Case ① ② ③ ④	2877.85	±10.62	417.32
2	Service Earthquake ① ② ③ ④ ⑤ ⑥	2752.85	±552.71	3587.00 -2730.10
3	Very Severe Earthquake ① ② ③ ④ ⑤ ⑥	2752.85	±1211.27	7009.72 -6152.82
4	Standard Case ⑤ ⑥ ⑦	3291.95	±10.62	417.32
5	Service Earthquake ⑤ ⑥ ⑦ ⑧ ⑨ ⑩	3166.95	±552.71	3587.00 -2730.10
6	Very Severe Earthquake ⑤ ⑥ ⑦ ⑧ ⑨ ⑩	3166.95	±1211.27	7009.72 -6152.82

表-4 船舶の衝突作用力

Vessel Collision LOAD				
	Collision System	Vertical Force N (t)	Horizontal H (t) Force	Moment M (t-m)
①	Dead Load (Super-Structure)	1134.72	—	-11.72
②	ditto (Column)	536.30	—	—
③	ditto (Pile Cap)	1454.40	—	19.98
④	ditto (Fender)	43.70	—	492.31
⑤	Live Load (Full Loading)	250.09	—	21.29
⑥	ditto (2 Span-1 Track)	125.09	—	-209.70 188.41
⑦	Vessel impact (4 Knot)	—	-617.00	-863.80
⑧	ditto (5 Knot)	—	-1295.00	-1813.00
⑨	Stream Flow Pressure (4 Knot)	—	±10.62	—
⑩	ditto (5 Knot)	—	±16.28	—
⑪	Buoyancy (High Tide)	-54.136	—	—
⑫	ditto (Low Tide)	-127.26	—	—
⑬	① + ② + ③ + ④	3169.12	—	460.61
○				
○				
○				
COMBINATION				
	Collision System	Vertical Force N (t)	Horizontal H (t) Force	Moment M (t-m)
1	Vessel Collision (4 Knot) ① ② ③ ④	2877.85	-627.62	-424.48
2	Vessel Collision (5 Knot) ① ② ③ ④	2627.76	-1311.28	-1352.39
3	Vessel Collision (4 Knot) ⑤ ⑥ ⑦ ⑧	3291.95	-627.62	-424.48
4	Vessel Collision (5 Knot) ⑤ ⑥ ⑦ ⑧	3041.86	-1311.28	-1352.39

はVery Severe Earthquake 時の地震力については Acceleration Factor (加速係数) を加味した作用力を推定している点である。

4-3-3 材 料

コンクリート : $\sigma_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $E_c = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
 鉄筋 : AASHTO M31 Gr. 60
 $\sigma_{sy} = 4218 \text{ kg/cm}^2$

4-3-4 設 計

下部構造の断面決定では終局強度設計法を用いた。この場合の条件としては (ACI 343-77より),
 a) 鉄筋およびコンクリートのひずみは中立軸からの距離で直線変化する。
 b) コンクリート圧縮外縁の最大ひずみは 0.003 とする。
 c) 鉄筋応力度は通常, ひずみ $\times E_s$ とするがその上限値はひずみに関係なく降伏点までとする。
 d) コンクリートの引張強度は無視する。
 e) コンクリートの圧縮応力度分布とコンクリートひずみの関係はいずれの形に仮定してもよいが等価の矩形応力度分布とするのがよい。
 とした。以上の仮定を図-9 に示す。

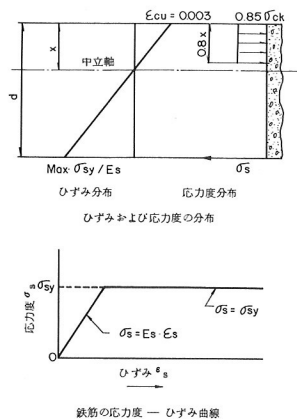


図-9 終局強度設計法の仮定

下部構造の詳細設計においては杭基礎の設計に関する特徴についてその概要を述べる。

第1は群杭の影響についてである。道路橋示方書では杭中心間隔が 2.5 D 程度であれば単杭の横方向地盤反力係数をそのまま使っても、実用上さしつかえない

としている。その理由としては、横方向地盤反力係数の多少の差は、応力的にはそれほど大きな影響を与えないことと、推定の段階でいくらか安全をみているという判断によっている。

これに対して本プロジェクトの規準では表-5 に示すように群杭の影響を考慮すべきであるとしている。

表-5 GROUP PILE EFFECT

Spacing parallel to load direction	Percentage of K for subsequent Piles
8B	100%
6B	70%
5B	55%
4B	40%
3B	25%

この考えは "Behaviour of Pile groups subjected to Lateral Load", Thesis University of Illinois, Urbana, Illinois 1962 ならびに "Stability of Flexible Structures (Piles and Pile Groups)", 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, 1972 によっている。

第2の特徴はK値の推定手法である。杭断面力の算定においては変位に等価な深さ方向に一定なK値を推定して解析した点について、コンサルタントからの指摘があった。

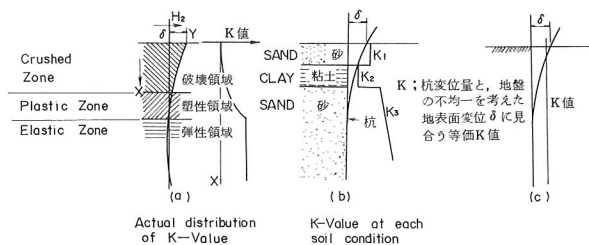


図-10 K値と地盤の変形状

図-10(a)のように杭の変位量は地表面で最大で、地表面附近から破壊がはじまり、もともと地盤が弾性体としても変位の関数になり、K値は地表面で最低値となり深くなるにつれてK値の減少程度は小さくなり弾性区間になって一定値となっていると考えられる。

また、地盤構成は深さ方向に一定なK値をもつものは少なく、図-10(b)のようになる。このように、K値は杭の変位量によるK値の減少と、地盤構成の不均一に起因する相違が複雑にからみ合っているため忠実に解析することは不可能に近い。こうしたことから、杭頭と、地表面での変位に着目して、図-10(c)のようにその変位に等価な深さ方向に一定なK値を想定するのが実務的である旨の説明をした。また地震時、衝突時ケースにおけるK-値はコンサルタントの指示によって常時の3倍として解析した。

杭断面力の解析では準拠する規程が一体化されていなかったため、以上述べた様な点が設計上の問題となったのである。参考のために、杭断面、相互作用曲線および杭配筋図を図-11、表-6、図-12および図-13に示す。

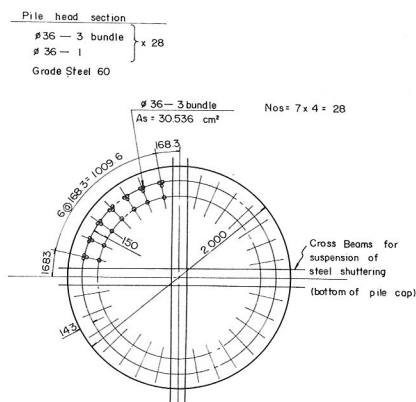


図-11 杭頭の断面

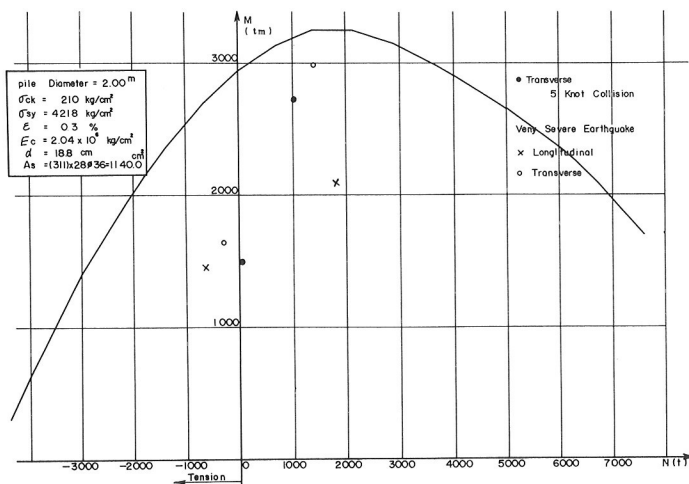


図-12 Interaction Diagram

表-6 Interaction Diagram

[Input]

R	Rs	As	Ns	Sck	Ssy	Es	ecu	esy
m	m	cm ² /one	No	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	%	%
1.000	0.812	40.715	28	210	4218	20.4 E5	0.30	-

[Output]

X m	ec	es	Nu t	Mu tm	X m	ec	es	Nu t	Mu tm
0.100	-0.30	5.14	-4733	72	1.600	-0.30	0.04	6155	2302
0.200	-0.30	242	-3916	724	1.700	-0.30	0.02	6656	2114
0.300	-0.30	151	-3014	1384	1.800	-0.30	0.00	7123	1919
0.400	-0.30	106	-2188	1921	1.900	-0.30	-0.01	7557	1719
0.500	-0.30	0.79	-1426	2351	2.000	-0.30	-0.03	3148	904
0.600	-0.30	0.61	-697	2699	0.000	0.00	0.00	0	0
0.700	-0.30	0.48	0	2959	0.000	0.00	0.00	0	0
0.800	-0.30	0.38	667	3138	0.000	0.00	0.00	0	0
0.900	-0.30	0.30	1383	3242	0.000	0.00	0.00	0	0
1.000	-0.30	0.24	2095	3258	0.000	0.00	0.00	0	0
1.100	-0.30	0.19	2882	3155	0.000	0.00	0.00	0	0
1.200	-0.30	0.15	3671	2985	0.000	0.00	0.00	0	0
1.300	-0.30	0.12	4374	2816	0.000	0.00	0.00	0	0
1.400	-0.30	0.09	5016	2649	0.000	0.00	0.00	0	0
1.500	-0.30	0.06	5608	2479	0.000	0.00	0.00	0	0

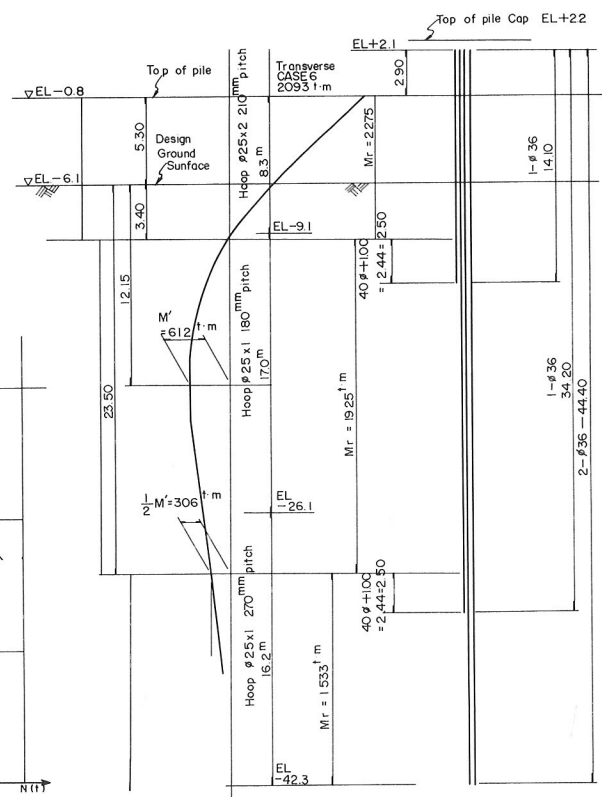


図-13 くい配筋図

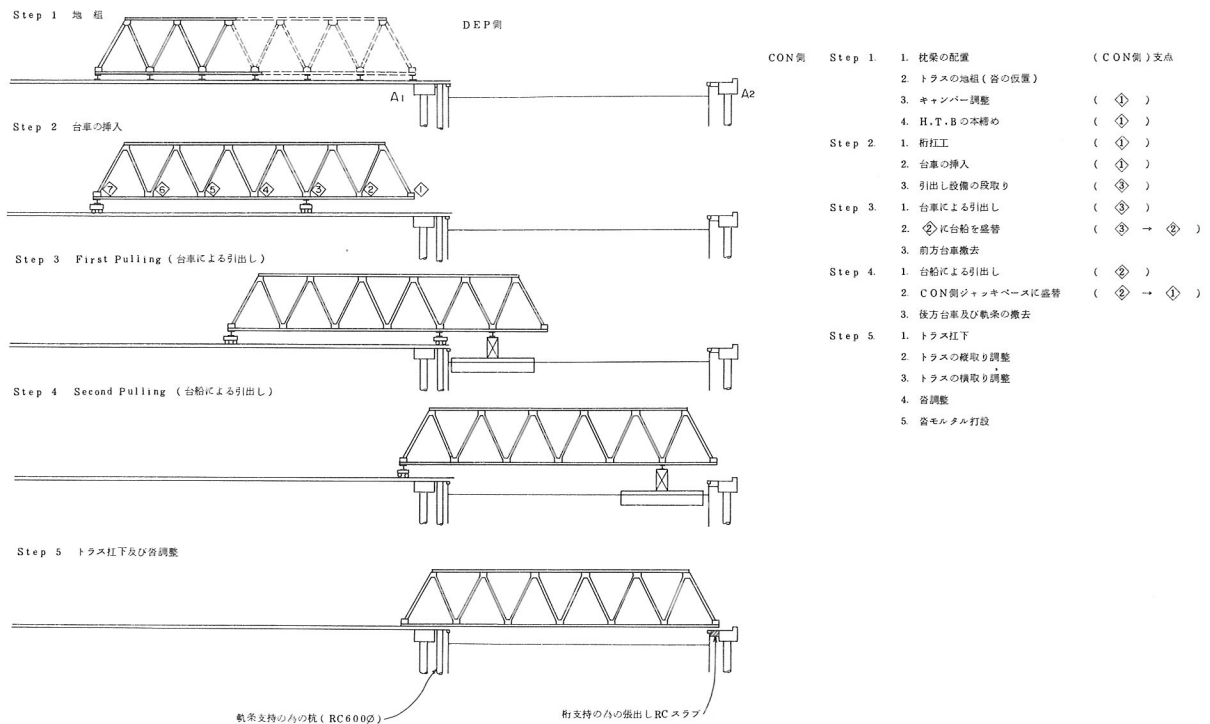


図-16 引出しステップ図

マニラ港の潮位データを参考に計画し、作業中の水位保持には、水門を利用しその制御を管理局に依頼した。

台船の吃水量の推移について、載荷前の値に計画値とのひらきがあるのは、タンク内に残留していたアスファルト材の自重分と思われる。しかし、台船にかかる反力は計画値とほぼ一致した。又、Step 4-2の台船内注入は、作業時間短縮の為にポンプで、台船のバランスを保ちながら、各タンク内へ注水したものである。Step 3-1及び、Step 4-1の引出の際に、斜橋故に左右の張力バランスを保ち、トラスを橋軸方向にまっすぐ動かせるように、エコライザーを設けた。若干ワイヤリングは複雑になったが、引出し時には有効に機能し、トラスの横振れはほとんどなかった。

5-4 工程

表-8にトリパデガリナ橋の計画及び実施工程を示す。作業時期が乾季中であつたので天候に恵まれ、工程は順調な進捗をみた。ただし、現地労務者の技術的能力及びクレーン、ウィンチ等の機械の性能は、日本とは比較にならないくらい低いので、当初よりその辺を考慮した工程を計画したが、結果は表の通りであつた。又、HTB及び塗装等

の品質管理は、現地職人の能力向上と材料及工具の点検に積極的に努め、要求される品質の確保に努力した。特に現場塗装開始1週間ぐらひは、さながら検査官立会の職業訓練といった様子であつた。写真-4, 5に施工状況を示す。

表-8 TRIPA DE GALLINA BRIDGES

	JAN	FEB	MAR	APR
Touch up Painting				
Preparation for Launch				
Assembling No.2				
H.S.B.				
Launching and Adjustment				
Seismic System				
Final Painting				
Launching Way				
Assembling No.1				
H.S.B.				
Launching and Adjustment				
Seismic System				
Final Painting				
Site Cleaning				

5-5 その他

マニラ市内には、実にさまざまなデザインのビルが群

立しているが、全般的に土木・建築技術の進歩は日本に比べ、そうとう緩やかなように思われた。又、安全管理という概念は全く普及しておらず、労務者に作業上の危険性を十分に認識させる必要があった。又、クレーン等は公的検査制度がない為に、その性能は信頼性に乏しく、故障は日常茶飯時であったが、重量物の取扱いには充分能力に余裕を持たせて作業させた。



写真-4 トラス地組完了、台車挿入状況

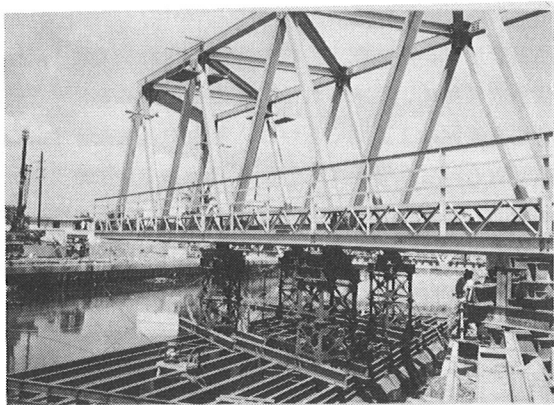


写真-5 台船盛替

一方、本件業務を通して最も苦勞した点は準拠する規準が多岐に亘っていたこと、コンサルタントのスタッフがヨーロッパ系の技術者であったことならびにわれわれとの契約当事者がPNCCであったことなどが重なったことによって業務の遂行上に支障が出た点であり、またコンサルタントとの協議についても技術の理解にくい点が出た点であった。

現在Pasig River 橋については架設のための事前準備が継続されるとともに軌道敷設工事も併行して実施されている。

6. むすび

1982年8月、Pasig River 橋の計画業務が着手されて以来、本橋の建設に関しては技術的に多くの事を学ぶ機会に恵まれた。中でもVery Severe Earthquake時の免震機構、下部構造物のUltimate Strength Designについては、今後ますます研究され実際の設計に取入れられていくことは容易に推測される。従ってこうした新しい技術の習得にわれわれは今後も積極的に取組んでいくことが大切であると思われる。