フィリピン共和国 公共事業道路省(DPWH)

フィリピン国 パッシグ・マリキナ川河川改修事業 (フェーズ IV) 詳細設計

詳細設計業務実施報告書 (先行公開版)

第10卷:主報告書

2020年8月

独立行政法人 国際協力機構 (JICA)



イ技 JR(P) 20-003

フィリピン共和国 公共事業道路省(DPWH)

フィリピン国 パッシグ・マリキナ川河川改修事業 (フェーズ IV) 詳細設計

詳細設計業務実施報告書 (先行公開版)

第10卷:主報告書

2020年8月

独立行政法人 国際協力機構 (JICA)

株式会社 建設技研インターナショナル 独 立 行 政 法 人 水 資 源 機 構 日 本 エ 営 株 式 会 社 株 式 会 社 建 設 技 術 研 究 所 詳細設計業務実施報告書(先行公開版)の構成

第1A巻:主報告書(第1章~第6章)

第1B巻:主報告書(第7章/7.1~7.3)

第10巻:主報告書(第7章/7.4~7.6)

第1D巻:主報告書(第8章~第12章)

第2巻:参考資料

第3卷:地質調査巻末資料

本報告書で使用された為替交換レート PHP 1.00 = JPY 2.15 US\$ 1.00 = JPY108.9 = PHP 50.7 (2019 年 11 月)



調査対象地域位置図

フィリピン国パッシグ・マリキナ川河川改修事業 (フェーズIV) 詳細設計 詳細設計業務実施報告書(先行公開版) 第1C巻:主報告書

<u>目 次</u>

調査対象地域位置図

		ページ
目 次		i
図一覧		xvi
表一覧		xli
略語表		lxix
計量単位		lxxv
第1音	全体事業の概略	1-1
1.1 全体		1-1
1.1.1	パッシグ・マリキナ川洪水対策マスタープラン	
1.1.2	パッシグ・マリキナ川河川改修事業(PMRCIP)	
1.1.3	フェーズI(全体事業の詳細設計)	
1.1.4	フェーズⅡ事業	
1.1.5	フェーズ III 事業	
1.2 フェ	ーズ IV 円借款事業の概要	
1.2.1	フェーズ IV 事業の背景	
1.2.2	フェーズ IV 事業の概要	
第2章	本業務の概要(基本設計ステージ・詳細設計ステージ)	
2.1 業務	の目的	
2.2 業務	の範囲	
2.3 設計	対象河川区域及び設計調査の範囲	
2.4 予定	工事内容	
25 基本	設計及び詳細設計の実施方針	2-3
2.5 <u>×</u> +	対象事業及び本業務の基本的位置付け(第3章)	2-3
2.5.2	フェーズ IV 区間の河道計画の確認及び検討(第4章)	
2.5.3	自然条件調査の実施(第5章)	
2.5.4	河川構造物の諸元確認(基本設計)(第6章)	
2.5.5	河川構造物の詳細設計並びに設計基準(第7章・第11章)	
2.5.6	水理模型実験(第8章)	

	2.5.7	非構造物対策及び運用操作規則・維持管理計画策定のための基本方針検討 9章)	(第 ₂₋₄
	258	アギノ	2- - 7_4
	2.5.0	▲ 工工工工工工工工工工工工工工工工工工工工工工工工工工工工工工工工工工工工	······ 2-7 2_5
2.4	2.3.7	*米町四(3/12半) いまれび送知記まちなにないて明確になった大東美のの会東西	2 5
2.0)	取訂及い評和取訂 天旭にわいて明確になった平事来の留息事項	
	2.0.1	シャションク・マリイノ川の可回供小加重配刀	2-5
	2.0.1.1	(口小訂四內家供小唯学十	2-0
	2.0.1.2	17/2010 MCCSの構造	······2-7
	2.0.1.5	MCCSの推進	2-0 2 8
	2.0.1.4	Canna 不同吵神道	2-0 2 8
	2.0.1.5	Taylay 医肌的工作100倍道	······2-0
	2.0.2		
第3	章	パッシグ・マリキナ川の治水計画の確認	3-1
3.1	1 流域	の現状	3-1
	3.1.1	流域の概況	3-1
	3.1.2	マリキナ川の流況	3-2
	3.1.2.1	Sto. Nino 観測所	3-2
	3.1.2.2	Rosario JS(Junction Side)観測所	3-5
	3.1.2.3	Napindan JS(Junction Side)観測所	3-7
	3.1.3	流域水位情報	3-7
	3.1.4	現況流下能力	3-9
	3.1.5	主要河川構造物の現操作規則	3-14
3.2	2 既存	及び構想段階関連計画の確認	3-14
	3.2.1	既往治水計画の確認	3-14
	3.2.1.1	Formulation of Flood Control Plan in Pasig-Marikina River Basin (1952年、フィリピン	/国
	2212	吸附)	····· 3-13
	3.2.1.2	TS Study and Detailed Design for Manganan Floodway (1975FS/DD)	
	2 2 1 4	C ー / 供示対象計画調査(1990 年、JICA)	2 10
	3.2.1.4	Detailed Engineering Design of FWRCh (2002 中、 DI with)	2 20
	3216	Master Plan for Flood Management in Metro Manila and Surrounding Areas (WB 2012M	······3-20
	3 2 1 7	マーラ 古 都 圏 子 市 信 却 回 集 · 確 認 調 本 (2014 年 II CA)	3_22
	3.2.1.7	Feasibility Study on PMRCIP for Phase IV and V (2015 在 DPWH (2015IV&V))	3_23
	3 2 1 0	Feasibility Study and Preparation of Detailed Engineering Design of the Proposed Unper	
	5.2.1.9	Mariking Dam (2018 年 WR)	2 24
	3 7 7	パッシグ・マリキナ川流域の主要た治水関連事業及び河川構造物のまとめ	3_25
	3771	ナディン・・ノンノールはペンエダな山小肉産ザ末及しビリー時起物のよとの ナピンダン水門 (NHCS)	3_25
	5.2.2.1	/ _ / / / / ((100)	

3.2.2.3	パッシグ河洪水予警報システム事業(EFCOS: Effective Flood Control Operation	ns System)
3.2.2.4	内水対策	
3.3 既往	検討内容の比較	
3.4 最終	的治水計画の確認	3-49
3.4.1	流域平均確率雨量	3-49
3.4.2	Sto. Nino の洪水流量	3-49
3.4.3	整備目標流量	3-51
3.4.4	計画高水流量	
3.4.4.1	Sto. Nino 地点上流	
3.4.4.2	フェーズ IV 区間	3-52
3.4.4.3	MCGS~サンファン川合流点	
3.4.4.4	パッシグ川最下流	3-53
3.4.4.5	サンファン川	
3.4.4.6	計画高水流量配分(案)	
3.4.5	気候変動への適応	3-54
第4章	河道設計のための前提と河道条件(基本設計ステージ)	
4.1 前提	(河道計画確認)	
4.1.1	既往計画の確認	4-1
4.1.1.1	MCGS 下流の計画断面	4-1
4.1.1.2	MCGS 上流の計画断面	4-1
4.1.2	追加水理検討	4-7
4.1.2.1	MCGS 建設による上流河道区間の水位上昇影響検討	4-7
4.1.3	河道沿い開発状況	4-11
4.1.4	既存排水路及びその排水システム	4-13
4.2 河道	改修計画の基本	4-13
4.2.1	河道改修の基本方針	4-13
4.2.2	パッシグ・マリキナ川全体河道縦断図	4-16
4.2.2.1	マニラ湾からのパッシグ・マリキナ川河道縦断図	4-16
4.2.2.2	ラグナ湖からのパッシグ・マリキナ川河道縦断図	4-17
第5章	自然条件調査	
5.1 測量	調査	
5.1.1	測量調査の目的	5-1
5.1.2	測量実施の範囲	5-1
5.1.3	測量実施方法	5-2
5.1.3.1	実施フロー	
5.1.3.2	準備作業	
5.1.3.3	現場作業	

5.1.3.4	データ解析作業	
5.1.3.5	成果作成作業	
5.1.4	調查結果	
5.1.4.1	基準点構築	
5.1.4.2	基準点測量	5-4
5.1.4.3	航空測量	5-6
5.1.4.4	横断測量および深浅測量	5-7
5.1.4.5	地形測量	5-7
5.1.4.6	その他	
5.1.4.7	精度確認	5-9
5.2 地質	調査	
5.2.1	概要	
5.2.1.1	地質調査の目的	5-9
5.2.1.2	地質調査の概要	
5.2.2	業務実施方法	
5.2.2.1	地質調査	
5.2.3	調查結果	
5.2.3.1	調査地域の地形・地質概要	5-11
5.2.3.2	ボーリング調査結果	5-17
5.2.3.3	Cainta・Taytay Flood Gate ボーリング調査	
5.2.3.4	土質試験結果	
5.2.4	地質調査別添資料	
第6章	河川構造物設計の基本的検討及び基本設計	6-1
6.1 河道	(堤防・堤防護岸・低水護岸)の基本設計	6-1
6.1.1	河道(堤防・堤防護岸・低水護岸)の基本設計結果概要	6-1
6.1.2	設計基本コンセプトの設定	
6.1.2.1	線形の決定	6-2
6.1.2.2	標準断面の設定	6-2
6.1.2.3	計画洪水位の確認	6-5
6.1.3	低水護岸の基本設計	
6.1.3.1	低水護岸のタイプ	6-6
6.1.3.2	液状化の検討	6-9
6.1.3.3	改修河道のブロック割	
6.1.3.4	鋼矢板護岸の設計条件の整理	6-16
6.1.3.5	鋼矢板護岸構造の検討	6-17
6.1.3.6	低水護岸根固め工の検討	6-18
6.1.4	橋梁下部工根固工の検討	
6.1.4.1	対象橋梁	
6.1.4.2	工法の選定	

6.1.4.3	使用材料の検討	
6.1.4.4	根固工一般図	
6.1.5	堤防(堤防護岸・特殊堤)の設計	
6.1.5.1	設計条件の整理	
6.1.5.2	堤防および護岸の構成	
6.1.5.3	堤防および護岸構造	
6.1.5.4	洪水防御壁の設計計算	
6.1.6	その他特別な配慮をすべき区間の構造物	6-60
6.2 排水	施設の設計	
6.2.1	排水施設の基本設計結果概要	
6.2.2	既存排水口の測量とデータ収集	6-64
6.2.2.1	既存排水口測量	
6.2.2.2	その他資料の収集	
6.2.3	排水施設計画	
6.2.3.1	計画条件	
6.2.3.2	排水施設計画の策定	
6.2.4	排水施設基本設計	6-77
6.2.4.1	排水管の基本設計	6-77
6.2.4.2	堤脚排水路の基本設計	
6.2.4.3	樋門の基本設計	
6.3 Mang	ggahan Control Gate Structure(MCGS)基本設計	
6.3.1	MCGSの基本設計結果の概要	
6.3.2	2002 年フェーズ I 及び 2015 年 Definitive Plan での設計概要	6-86
6.3.3	MCGS の基本設計	
6.3.3.1	水位条件	
6.3.3.2	河道条件	6-91
6.3.3.3	船舶・その他条件	
6.3.3.4	既設構造物等制約条件	
6.3.3.5	地質条件	
6.3.3.6	MCGS 位置の検討	
6.3.3.7	基本構造諸元の検討	
6.3.4	ゲート構造および開閉機の検討	
6.3.4.1	扉体構造の検討	
6.3.4.2	開閉装置形式の検討	
6.3.5	システム計画	6-163
6.3.5.1	MCGS 操作・運用の概念	
6.3.5.2	設備・システムの検討	
6.3.6	付帯施設	6-191
6.3.6.1	付帯施設の概要および配置計画	

6.3.6.2	取付護岸	
6.3.6.3	管理用通路	
6.3.6.4	発電機棟	
6.3.6.5	予備ゲートの必要性について	
6.3.7	一般図作成	
6.4 逆流图	方止水門基本設計	
6.4.1	逆流防止水門の基本設計結果の概要	
6.4.2	背景と設置目的	
6.4.2.1	背景	
6.4.2.2	排水計画に関する基準の更新	
6.4.2.3	本事業における施設設置目的と整備方針	
6.4.3	Cainta 水門基本設計	
6.4.3.1	水位条件	
6.4.3.2	船舶・その他条件	
6.4.3.3	河道条件	
6.4.3.4	既設構造物等制約条件	
6.4.3.5	地質条件	
6.4.3.6	水門位置の検討	
6.4.3.7	基本構造諸元の検討	
6.4.3.8	ゲート構造および開閉機の検討	
6.4.3.9	システム計画	
6.4.3.10	付帯施設	
6.4.3.11	一般図作成	
6.4.4	Taytay 樋門基本設計	
6.4.4.1	水位条件	
6.4.4.2	船舶・その他条件	
6.4.4.3	河道条件	
6.4.4.4	既設構造物等制約条件	
6.4.4.5	地質条件	
6.4.4.6	樋門位置の検討	
6.4.4.7	構造形式の検討	
6.4.4.8	基本構造諸元の検討	
6.4.4.9	上屋及びゲート操作室の検討	
6.4.4.10	ゲート構造および開閉機の検討	
6.4.4.11	システム計画	
6.4.4.12	付帯施設の概要・配置計画	
6.4.4.13	一般図作成	

第7章	河川構造物設計の基本的検討及び詳細設計	
7.1 河道	(堤防・堤防護岸・低水護岸)の詳細設計	
7.1.1	河道(堤防・堤防護岸・低水護岸)の詳細設計結果概要	
7.1.2	鋼矢板護岸の詳細設計	
7.1.2.1	護岸設計区間	7-2
7.1.2.2	設計基準等	7-3
7.1.2.3	設計条件	7-3
7.1.2.4	計算結果	
7.1.2.5	ハット+H鋼に関する留意事項	
7.1.3	堤防護岸の詳細設計	
7.1.3.1	傾斜壁およびパラペット壁の検討	7-26
7.1.3.2	盛土および護岸背後の埋土材の検討	7-28
7.1.3.3	築堤部及び護岸上部法面の安定検討	7-30
7.1.3.4	法覆工の設計	7-38
7.1.4	既設護岸前面根固工の設計(Sta.6+360~Sta6+600左岸)	
7.1.5	付帯施設設計	
7.2 排水	施設の詳細設計	
7.2.1	概要	
7.2.2	排水管の詳細設計	
7.2.2.1	新設排水管諸元	7-47
7.2.2.2	排水管施設の詳細設計	
7.2.3	樋門の詳細設計	
7.2.3.1	計画諸元の整理	7-58
7.2.3.2	基礎地盤の沈下・変位量の検討	
7.2.3.3	構造詳細検討	
7.3 MCG	BS 詳細設計	
7.3.1	MCGS 詳細設計概要	
7.3.2	土木施設設計	
7.3.2.1	設計条件	7-79
7.3.2.2	基礎工	
7.3.2.3	本体工詳細設計	
7.3.2.4	本体工(L2 耐震設計)	
7.3.2.5	管理橋	
7.3.2.6	取付擁壁工	
7.3.3	ゲート設備設計	
7.3.3.1	設計条件の整理	
7.3.3.2	設計計算	
7.3.3.3	操作室内配置	
7.3.3.4	ゲート設備の仕様	

7.3.4	建築施設設計	. 7-339
7.3.5	情報設備詳細設計	. 7-339
7.3.5.1	情報設備設計条件の整理	7-339
7.3.5.2	計装設備(水位観測設備)設計	7-339
7.3.5.3	警報設備設計	7-351
7.3.5.4	監視設備(CCTV カメラ)設計	7-369
7.3.5.5	遠隔監視制御設備	7-375
7.3.5.6	電源設備(非常用発電設備)	7-419
7.4 Caint	a水門詳細設計	. 7-437
7.4.1	Cainta 水門詳細設計の概要	. 7-437
7.4.2	土木施設設計	. 7-437
7.4.2.1	基礎工	7-440
7.4.2.2	本体工	7-544
7.4.2.3	本体工(L2 耐震設計)	7-623
7.4.2.4	管理橋詳細設計	7-673
7.4.2.5	護岸及び土工等	7-685
7.4.2.6	付帯構造物	7-688
7.4.3	ゲート設備設計	. 7-697
7.4.3.1	設計条件の整理	7-697
7.4.3.2	設計計算	7-702
7.4.3.3	操作室内配置	7-707
7.4.3.4	ゲート設備の仕様	7-711
7.4.4	建築施設設計	. 7-712
7.4.5	情報設備設計	. 7-712
7.4.5.1	計装設備、警報監視設備、遠隔監視視制御設備設計	7-712
7.4.5.2	電気設備(非常用発電設備)	7-719
7.5 Tayta	y 樋門詳細設計	. 7-734
7.5.1	Taytay 樋門詳細設計結果の概要	. 7-734
7.5.2	土木施設設計	. 7-734
7.5.2.1	主要寸法	7-734
7.5.2.2	設計条件の確認	7-743
7.5.2.3	基礎工	7-752
7.5.2.4	本体工	7-759
7.5.2.5	本体工(L2 耐震設計)	7-826
7.5.3	ゲート設備設計	. 7-841
7.5.3.1	設計条件の整理	7-841
7.5.3.2	設計計算	7-844
7.5.3.3	操作室設備配置	7-845
7.5.4	建築施設設計	. 7-848

7	.5.5	情報設備設計	7-848
	7.5.5.1	計装設備、警報監視設備、遠隔監視視制御設備設計	7-848
	7.5.5.2	電気設備(非常用発電設備)	7-856
7.6	建築記	安計	7-869
7	.6.1	建築構造設計	7-869
	7.6.1.1	荷重	7-869
	7.6.1.2	水門上屋の耐震設計方針	7-875
	7.6.1.3	発電機棟基礎の設計条件	7-878
	7.6.1.4	構造計算結果	7-879
7	.6.2	建築機械設備	7-883
	7.6.2.1	給排水衛生設備	7-883
	7.6.2.2	換気・空調	7-885
7	.6.3	建築電気設備	7-889
	7.6.3.1	避雷設備	7-889
	7.6.3.2	照明設備	7-891
7	.6.4	その他の細目	7-893
	7.6.4.1	階段の細目規定	7-893
	7.6.4.2	危険物取扱に関する規定	7-894
7	.6.5	建築意匠についての考察	7-895
	7.6.5.1	フィリピン国における水門構造物デザインの事例	7-895
	7.6.5.1 7.6.5.2	フィリピン国における水門構造物デザインの事例 本プロジェクトにおける意匠方針	7-895 7-896
第81	7.6.5.1 7.6.5.2 全	フィリピン国における水門構造物デザインの事例 本プロジェクトにおける意匠方針 水理模型実験(要約)	7-895 7-896
第8 1 8.1	7.6.5.1 7.6.5.2 〕 実験根	フィリピン国における水門構造物デザインの事例 本プロジェクトにおける意匠方針 水理模型実験(要約)	7-895 7-896 8-1 8-1
第8 章 8.1	7.6.5.1 7.6.5.2 〕 実験根 .1.1	フィリピン国における水門構造物デザインの事例 本プロジェクトにおける意匠方針 水理模型実験(要約)	7-895 7-896 8-1 8-1
第8章 8.1 8	7.6.5.1 7.6.5.2	フィリピン国における水門構造物デザインの事例 本プロジェクトにおける意匠方針 水理模型実験(要約) 既要 はじめに 実験の目的.	7-895 7-896 8-1 8-1 8-1
第81 8.1 8 8	7.6.5.1 7.6.5.2 章 実験棋 .1.1 .1.2 室殿翁	フィリピン国における水門構造物デザインの事例 本プロジェクトにおける意匠方針 水理模型実験(要約) 既要 はじめに 実験の目的 吉果	7-895 7-896 8-1 8-1 8-1 8-1 8-1 8-2
第81 8.1 8 8.2 8	7.6.5.1 7.6.5.2 章 実験相 .1.1 .1.2 実験系 2.1	フィリピン国における水門構造物デザインの事例 本プロジェクトにおける意匠方針 水理模型実験(要約) 既要	7-895 7-896 8-1 8-1 8-1 8-2 .8-2 .8-2
第81 8.1 8 8.2 8 8	7.6.5.1 7.6.5.2 定 実験相 .1.1 .1.2 実験系 .2.1 .2.2	 フィリピン国における水門構造物デザインの事例	7-895 7-896 8-1 8-1 8-1 8-1 8-2 8-2 8-2
第81 8.1 8 8.2 8 8 8	7.6.5.1 7.6.5.2 実験相 .1.1 .1.2 実験系 .2.1 .2.2 8.2.2.1	フィリピン国における水門構造物デザインの事例 本プロジェクトにおける意匠方針 水理模型実験(要約) 既要	7-895 7-896 8-1 8-1 8-1 8-1 8-2 8-2 8-2 8-2
第81 8.1 8 8.2 8 8	7.6.5.1 7.6.5.2 定 実験相 .1.1 .1.2 実験系 .2.1 .2.2 8.2.2.1 8.2.2.2	フィリピン国における水門構造物デザインの事例	7-895 7-896 8-1 8-1 8-1 8-1 8-2 8-2 8-2 8-2 8-2 8-2 8-2
第81 8.1 8 8.2 8 8 8	7.6.5.1 7.6.5.2 定 実験相 .1.1 .1.2 実験系 .2.1 .2.2 8.2.2.1 8.2.2.2 .2.3	フィリピン国における水門構造物デザインの事例本プロジェクトにおける意匠方針 水理模型実験(要約)	7-895 7-896 8-1 8-1 8-1 8-1 8-2 8-2 8-2 8-2 8-2 8-2 8-2 8-2 8-2 8-2 8-2 8-2 8-3
第81 8.1 8 8.2 8 8 8 8 8 8 8 8 8 8 8 8 8	7.6.5.1 7.6.5.2 実験相 .1.1 .1.2 実験和 .2.1 .2.2 8.2.2.1 8.2.2.2 .2.3 .2.4	フィリピン国における水門構造物デザインの事例本プロジェクトにおける意匠方針	7-895 7-896 8-1 8-1 8-1 8-1 8-2 8-2 8-2 8-2 8-2 8-3 8-3
第81 8.1 8 8.2 8 8 8 8 8 8 8 8 8 8 8 8 8 8 8 8 8	7.6.5.1 7.6.5.2 実験相 .1.1 .1.2 実験系 .2.1 .2.2 8.2.2.1 8.2.2.2 .2.3 .2.4	フィリピン国における水門構造物デザインの事例本プロジェクトにおける意匠方針	7-895 7-896 8-1 8-1 8-1 8-1 8-2 8-2 8-2 8-2 8-2 8-3 8-3
第81 8.1 8 8.2 8 8 8 8 8 8 8 8 8 8 8	7.6.5.1 7.6.5.2 実験相 .1.1 .1.2 実験系 .2.1 .2.2 8.2.2.1 8.2.2.2 .2.3 .2.4	フィリピン国における水門構造物デザインの事例	7-895 7-896 8-1 8-1 8-1 8-1 8-2 8-2 8-2 8-2 8-2 8-3 8-3 8-3
第81 8.1 8 8.2 8 8 8 8 8 8 8 8 8 8 91	7.6.5.1 7.6.5.2 定 実験相 .1.1 .1.2 定.1 .2.2 8.2.2.1 8.2.2.2 .2.3 .2.4 定 非構造	フィリピン国における水門構造物デザインの事例	7-895 7-896 8-1 8-1 8-1 8-1 8-2 8-2 8-2 8-2 8-2 8-2 8-3 8-3 8-3 8-1
第81 8.1 8 8.2 8 8 8 8 8 8 9 1 9.1 9	7.6.5.1 7.6.5.2 実験相 .1.1 .1.2 実験和 .2.1 .2.2 8.2.2.1 8.2.2.2 .2.3 .2.4 手 非構造 .1.1	フィリピン国における水門構造物デザインの事例本プロジェクトにおける意匠方針	7-895 7-896 8-1 8-1 8-1 8-1 8-2 8-2 8-2 8-2 8-2 8-2 8-3 8-3 8-3 9-1 9-1
第81 8.1 8 8.2 8 8 8 8 8 8 8 9 1 9.1 9	7.6.5.1 7.6.5.2 実験相 .1.1 .1.2 実験系 .2.1 .2.2 8.2.2.1 8.2.2.2 .2.3 .2.4 手 非構道 .1.1 9.1.1.1	 フィリピン国における水門構造物デザインの事例本プロジェクトにおける意匠方針	7-895 7-896 8-1 8-1 8-1 8-1 8-2 8-2 8-2 8-2 8-2 8-3 8-3 9-1 9-1 9-1
第81 8.1 8 8.2 8 8 8 8 8 8 8 8 8 9 1 9.1 9	7.6.5.1 7.6.5.2 実験相 .1.1 .1.2 実験和 .2.1 .2.2 8.2.2.1 8.2.2.2 2.3 .2.4 手構道 .1.1 9.1.1.1 9.1.1.2	フィリビン国における水門構造物デザインの事例	7-895 7-896 8-1 8-1 8-1 8-1 8-2 8-2 8-2 8-2 8-2 8-3 8-3 9-1 9-1 9-1 9-4

9.1.2.1	洪水対策委員会の現状	9-7
9.1.2.2	洪水対策委員会活用計画	9-8
9.1.3	フェーズ IV 非構造物対策実施方針	
9.1.3.1	インフォメーション・キャンペーンと広報活動(ICP)	9-9
9.1.3.2	洪水被害軽減に向けた情報提供	
9.1.3.3	洪水対策委員会(FMC)の活性化	
9.1.3.4	洪水被害軽減のための人材育成	
9.1.3.5	ウェブサイトおよび SNS による情報発信	
9.1.3.6	フェーズ IV 非構造物対策アクションプラン	9-19
9.2 堰等	の運用・操作規則	
9.2.1	既存構造物の操作運用規則	
9.2.1.1	Rosario 堰及び NHCS(ナピンダン水門)	
9.2.1.2	その他構造物	
9.2.1.3	既存の河川構造物の操作運用の評価	
9.2.2	MCGS 及び逆流防止水門の操作運用規則の基本コンセプト	
9.2.2.1	操作の基本的原則	
9.2.2.2	操作・運用計画	
9.2.2.3	警告放送	
9.2.3	NHCS の操作の必要性	
9.2.3.1	操作の検討方針	
9.2.3.2	操作・運用計画(案)	
9.2.4	操作規則(案)	
9.2.4.1	Rosario 堰、MCGS、及び NHCS	
9.2.4.2	逆流防止水門	
9.3 運営	・維持管理計画	
9.3.1	運営・維持管理計画の検討方針	
9.3.1.1	運営・維持管理計画作成の必要性	
9.3.1.2	適用基準・ガイドライン等	
9.3.2	保守管理計画(案)	
9.3.2.1	基本事項	
9.3.2.2	状態把握	
9.3.2.3	機能保全対策	
9.3.2.4	保守管理記録	
9.3.3	運営管理体制(案)	
9.3.3.1	事業実施および維持管理組織	
9.3.3.2	洪水対策組織の現状	9-76
9.3.3.3	運営管理体制の拡充	
9.4 関係	幾関への事業説明経過報告	
9.4.1	LGUs	

9.4.2	関係機関	9-83
9.4.2.1	MMDA	9-83
9.4.2.2	LLDA	9-84
第10章	環境社会配慮および住民移転計画	10-1
10.1 環境	社会配慮事項進捗報告	10-1
10.1.1	EIS、EMPおよびEMoPのレビュー	10-1
10.1.2	EIS、EMP および EMoP の改訂・更新	10-2
10.1.3	浚渫土土砂処分に関する環境社会配慮実施支援	10-2
10.1.3.1	底質調査	10-2
10.1.3.2	土砂処分地	10-14
10.1.4	樹木のインベントリー調査実施前確認	10-23
10.1.4.1	関係法令	10-23
10.1.4.2	樹木のインベントリー調査の方法	10-24
10.1.4.3	調査結果	10-25
10.1.5	環境社会配慮事項 DPWH 能力向上支援セミナー	10-30
10.1.6	本川工事の EIS の見直し	10-31
10.2 住民和	多転計画	10-31
10.2.1	住民移転計画書(RAP)のレビュー・必要作業の支援	10-31
10.2.1.1	現住民移転計画の補償方針及び現計画に基づく予算の確認	10-31
10.2.1.2	RAP for Marikina River	10-33
10.2.1.3	RAP for Manggahan Floodway	10-40
10.2.2	住民移転計画書(RAP)の改訂・更新支援	10-45
10.2.3	Parcellary Survey 実施計画準備支援	10-45
10.2.3.1	DPWHおよび土地管理局(LRA)間の覚書による土地所有者情報提供システム	10-45
10.2.3.2	Parcellary Survey で実施すべき内容	10-45
10.2.3.3	Parcellary Survey のための準備活動	10-46
10.2.4	DPWH/関係機関/PAFs 間定期的住民協議・説明会開催支援	10-47
10.2.5	開始された住民移転活動の支援	10-47
第11章	設計基準	11-1
11.1 設計	基準の目的	11-1
11.2 技術:	コードと基準	11-1
11.3 基本	投計手法	11-2
11.3.1	基本	11-2
11.3.2	堤防及び堤防護岸	11-2
11.3.2.1	一般堤防(土堤)	11-2
11.3.2.2	一般堤防(特殊堤(コンクリートパラペット壁等))	11-6
11.3.2.3	堤防護岸(張護岸・積護岸)	11-7
11.3.3	維持管理用道路	11-8

道路幅員	11-8
横断勾配	11-8
舗装構成	11-8
低水護岸	
鋼矢板護岸	11-8
根固め工	11-15
排水路・排水工・樋管	
基本方針	11-21
排水工計画の概略	11-21
計画条件	11-21
排水施設設計条件	11-24
樋管工	
構造計画	
荷重	11-31
基礎地盤の検討	11-32
設計方法	11-33
水門(Cainta 水門、Taitai 水門)	
構造計画	11-37
荷重	11-43
設計方法	11-43
堰(MCGS)	
構造計画	11-46
荷重	11-47
設計方法	11-48
荷重の種類	
死荷重	
常時	11-48
地震時	11-49
上載荷重	
土被り 4m 以上の場合	11-51
土被り 4m 以下の場合	11-51
土圧	
可動壁に作用する常時の土圧	11-52
地震時土圧	11-53
壁面摩擦角	11-54
 固定式壁面(胸壁など)に作用する土圧 	11-54
水圧	
静水圧	11-55
	道路幅員

11.4.5.2	残留水圧	11-55
11.4.5.3	地震による動水圧	11-56
11.4.6	揚圧力	11-57
11.4.7	風荷重	11-57
11.4.8	温度荷重	11-60
11.4.9	ゲートの開閉荷重	11-60
11.4.10	荷重の組み合わせ	11-60
11.4.10.1	荷重の組み合わせ	11-60
11.4.10.2	2 各組合せ時の許容応力度の割増	11-61
11.5 構造物	かの安定計算手法	11-61
11.5.1	滑動	11-61
11.5.2	転倒	11-62
11.5.3	斜面/基礎の滑り	11-62
11.5.4	浸透/パイピング	11-62
11.5.4.1	浸透・パイピングの検討	11-62
11.5.4.2	浸透・パイピング対策	11-63
11.5.5	圧密沈下	11-64
11.5.6	直接基礎	11-64
11.5.7	杭基礎	11-66
11.5.7.1	杭の配置	11-66
11.5.7.2	許容軸方向押込み支持力度	11-67
11.5.7.3	許容軸方向引抜き力	11-69
11.5.7.4	許容横方向支持力	11-69
11.5.7.5	杭の許容変位	11-70
11.5.7.6	軸方向ばね定数	11-70
11.5.7.7	杭反力と基礎の変位	11-70
11.6 使用す	└る材料の構造特性	11-71
11.6.1	地盤係数/特性	11-71
11.6.1.1	土の単位体積重量	11-71
11.6.1.2	粘性地盤の粘着力	11-71
11.6.1.3	粘性が低い地盤の内部摩擦角	11-71
11.6.1.4	基礎地盤の横方向反力係数	11-72
11.6.1.5	圧縮指数	11-72
11.6.1.6	透水性	11-73
11.6.2	鋼矢板	11-73
11.6.2.1	使用材料	11-73
11.6.2.2	断面効率	11-73
11.6.2.3	構造	11-74
11.6.2.4	鋼矢板のタイプおよび材料特性	11-74

11.6.3	コンクリート及び鉄筋	
11.6.3.1	使用材料	11-76
11.6.3.2	物理定数	11-77
11.6.4	許容応力度	
11.6.4.2	鉄筋コンクリート部材の最小厚	11-78
11.6.5	プレストレスト・コンクリート	
11.6.5.1	コンクリートの強度(橋梁以外の構造物)	11-79
11.6.5.2	プレストレス用鋼材(橋梁以外の構造物)	11-79
11.6.6	構造用鋼材	
11.6.7	配筋方法	
11.7 液状化	との評価	
11.7.1	液状化の判定を行う必要のある砂質土層	
11.7.2	液状化の判定	
11.7.3	液状化が生じる土層の取り扱い	
11.7.4	液状化の判定に用いる設計水平震度	
11.8 液状化	とを起こす恐れのある場合の設計手法または一般的対策方法	
11.8.1	一般的対策方法	
11.8.2	土堤	
11.8.2.1	設計手法	11-98
11.8.2.2	対策方法	
11.8.3	樋管	
11.8.3.1	設計手法	
11.8.3.2	対策方法	11-100
11.8.4	水門及び堰	
11.8.4.1	設計手法	11-101
11.8.4.2	対策方法	11-102
11.8.5	鋼矢板護岸	
11.8.5.1	設計手法	11-102
11.8.5.2	対策方法	11-103
11.8.6	堤防(コンクリート擁壁式特殊堤)	
11.8.6.1	設計手法	11-104
11.8.6.2	対策方法	11-104
11.9 耐震調	安計	
11.9.1	耐震設計の考え方	
11.9.1.1	適用する設計基準の選定	11-105
11.9.1.2	耐震設計条件	11-106
11.9.2	照查方法	
11.9.2.1	照査方法の決定	11-114
11.9.2.2	照查手順	11-117

11.10建築	設計	
11.10.1	本プロジェクトにおける建築構造物	
11.10.2	建築設計に係る現地基準の体系	11-124
第 12 章	事業評価	
12.1 事業	の経済的評価	
12.1.1	経済的費用の算定	
12.1.2	経済的便益の推定	
12.1.3	マリキナダムの事業評価	
12.1.4	事業評価結果の比較	
12.2 事業	の技術的評価	
12.2.1	河道改修	
12.2.2	MCGS 及び2基の逆流防止水門・樋門	
12.3 事業	の環境社会的評価	
12.3.1	事業の環境カテゴリ	
12.3.2	その他の評価	

<u> 図一覧</u>

図 1.1.1	計画洪水流量配分図(確率洪水規模 1/100)	1-3
図 1.1.2	パッシグ・マリキナ川河川改修事業における整備目標流量配分図(確率洪水規模 1/30)) 1-4
図 2.6.1	計画高水流量配分図(案)(確率洪水規模 1/100)	2-6
図 3.1.1	調査対象地域の概要	3-1
図 3.1.2	Sto. Nino 観測所流況	3-4
図 3.1.3	Sto. Nino 観測所時刻流量(1994 年~2018 年)	3-4
図 3.1.4	パッシグ・マリキナ川の水位相関-1	3-8
図 3.1.5	パッシグ・マリキナ川の水位相関-2	3-9
図 3.1.6	現況流下能力図(パッシグ・マリキナ川)	3-11
図 3.1.7	現況流下能力図(パッシグ川)	3-12
図 3.1.8	現況流下能力図(マリキナ川)	3-13
図 3.2.1	計画高水流量配分図(既往最大ベース)	3-16
図 3.2.2	計画高水流量配分図(確率洪水規模 1/100)【JICA1990MP】	3-18
図 3.2.3	計画高水流量配分図(確率洪水規模 1/100) 【2002DD】	3-19
図 3.2.4	整備目標流量配分図(確率洪水規模 1/30) 【2002DD】	3-20
図 3.2.5	計画高水流量配分図(確率洪水規模 1/100)【WB2012MP】	3-21
図 3.2.6	計画高水流量配分図(確率洪水規模 1/100)【JICA2014 調査】	3-22
図 3.2.7	計画高水流量配分図(確率洪水規模 1/100) 【2015IV&V】	3-24
図 3.2.8	計画高水流量配分図(確率洪水規模 1/100)【WB2018 UMD FS】	3-25
図 3.2.9	EFCOS システム構成図	3-30
図 3.2.10	West Manggahan 事業位置図	3-35
図 3.2.11	KAMANAVA 事業位置図	3-36
図 3.2.12	East Manggahan 調查位置	3-37
図 3.2.13	提案された事業及び計画流量配分	3-37
図 3.3.1	計画洪水流量配分図	3-47
図 3.3.2	マリキナダム地点	3-48
図 3.4.1	Sto. Nino 地点の現況及び改修河道 HQ の比較	3-50
図 3.4.2	Sto. Nino 地点想定計画ハイドログラフ (2,900 m ³ /s)	3-50
図 3.4.3	整備目標流量配分図(確率洪水規模 1/30) 【2002DD】	3-51
図 3.4.4	計画高水流量配分の比較(確率洪水規模 1/100)	3-52
図 3.4.5	サンファン川の流量低減策案	3-53
図 3.4.6	計画高水流量配分図(案)(確率洪水規模 1/100)	3-54
図 4.1.1	フェーズ III 事業マリキナ川下流改修標準断面図	4-1
図 4.1.2	JICA1990MPによるフェーズ IV 区間マリキナ川改修断面図(Sta.5+425 / Sta.13+060)	4-1
図 4.1.3	2002DDにおけるフェーズ IV 区間マリキナ川改修標準断面図	4-2
図 4.1.4	90m低水路部改修標準断面図	4-4
図 4.1.5	80m 低水路部改修標準断面図	4-4
図 4.1.6	水位算定結果(粗度係数 0.025 で算定し湾曲部の局所水位上昇を考慮)	4-6

図 4 1 7	Manalo 棒及び Marcos 棒位置図	4-7
図 4.1.8	水位縦断図(計画高水流量、2.900m ³ /s)	
図 4.1.9	水位縦断図(基本高水流量、3.600m ³ /s)	
図 4.2.1	パッシグ・マリキナ川全体水位縦断図(マニラ湾〜サンマテオ)	
図 4.2.2	パッシグ・マリキナ川全体水位縦断図(ラグナ湖〜サンマテオ)	
図 5.1.1	測量実施箇所	
図 5.1.2	測量実施フロー	
図 5.1.3	本調査で設置した基準点例	
図 5.1.4	基準点設置計画とその実施結果	
図 5.1.5	基準点多角測量結果	
図 5.1.6	本調査で利用した無人測量機	
図 5.1.7	2つの無人飛行機器の測量実施範囲	
図 5.1.8	排水工測量実施例	
図 5.1.9	ボーリング実施箇所座標確認実施例	
図 5.2.1	調査地域の地形図	
図 5.2.2	地形分類図	
図 5.2.3	(写真) マリキナ川沿いの低地	
図 5.2.4	West Valley Fault System	
図 5.2.5	Geological Map of Manila and Quezon City	
図 5.2.6	(写真)C5 Highway 沿いにみられるグアダルーペ層(火山礫凝灰岩)	
図 5.2.7	(写真)マリキナ川沿いに露出するグアダルーペ層	
図 5.2.8	(写真)マリキナ川左岸に見られる砂層	
図 5.2.9	(写真)マリキナ川下流域左岸に見られる粘性土層	
図 5.2.10	河川改修計画区間	
図 5.2.11	ボーリング調査地点位置図	
図 5.2.12	Schematic Geological profile	
図 5.2.13	MCGS 計画地点	
図 5.2.14	MCGS 設計のためのボーリング調査位置	
図 5.2.15	MCGS 近傍地質断面図(1)	
図 5.2.16	MCGS 近傍地質断面図(2)	
図 5.2.17	(写真)G-05 孔 0-5mコア状況	
図 5.2.18	(写真)河床掘削状況	
図 5.2.19	(写真)新鮮な凝灰岩からなる掘削土砂	
図 5.2.20	Cainta 川合流地点の状況	5-29
図 5.2.21	Taytay 川合流地点の状況	
図 5.2.22	調查地点位置図(Cainta Floodgate)	
図 5.2.23	調查地点位置図(Taytay Sluiceway)	5-31
図 5.2.24	Cainta・Taytay 地質断面図	
図 5.2.25	塑性図	5-41

図 5.2.26	塑性図による粘性土の力学的性質	5-41
図 5.2.27	岩石の一軸圧縮強度のヒストグラム	5-42
図 5.2.28	深度と N 値との関係	5-47
図 5.2.29	深度と PI との関係	5-48
図 5.2.30	一軸圧縮強さ(qu)と N 値との関係	5-48
図 5.2.31	塊状岩盤における岩盤等級と原位置試験結果との関係	5-49
図 5.2.32	塑性図(Cainta・Taytay)	5-55
図 5.2.33	qu と N 値との関係	5-59
図 6.1.1	河道改修の区間分け位置図	6-1
図 6.1.2	区間 5+400~5+800 の標準断面(Sta.5+500)	
図 6.1.3	区間 6+050~6+600 の標準断面(Sta.6+300)	
図 6.1.4	区間 6+700~7+200 の標準断面(Sta.7+000)	6-3
図 6.1.5	区間 7+200~7+650 の標準断面(Sta.7+450)	6-3
図 6.1.6	区間 7+650~8+300 及び 8+900~10+500 の標準断面 (Sta.9+400)	6-3
図 6.1.7	区間 10+550~11+200 の標準断面 (Sta.11+200) スペースが限られている場合	6-4
図 6.1.8	区間 12+000~12+500 の標準断面 (Sta.12+400) スペースが十分な場合	6-4
図 6.1.9	区間 12+500~13+100の標準断面(Sta.12+700)左岸側の壁なし	6-4
図 6.1.10	区間 13+100~13+350 の標準断面(Sta.13+300)余裕高なし	
図 6.1.11	本プロジェクト区間における現在建設中の区間	6-6
図 6.1.12	液状化危険度の判定結果	6-11
図 6.1.13	低水護岸設計のブロック分割フロー	6-14
図 6.1.14	鋼矢板護岸設計検討フロー	6-16
図 6.1.15	標準的護岸構造	6-18
図 6.1.16	Sta.6+700~Sta.10+500 に適用する標準的護岸構造の例	6-18
図 6.1.17	洗掘深及び根固め工配置の概略図	6-20
図 6.1.18	Hs/Hdと H/drの関係($\tau^*: 0.03 \sim 0.4$)	6-25
図 6.1.19	河川の最大洗掘部の水深と高さの説明図	6-26
図 6.1.20	Hmax/Hdと b/rの関係図	6-27
図 6.1.21	捨石工標準断面(高さ 1.5m)	6-33
図 6.1.22	対象橋梁一覧	6-36
図 6.1.23	橋脚周囲の洗堀範囲と形状の推定模式図	6-38
図 6.1.24	橋脚保護工一般図(Macapagal橋)	6-40
図 6.1.25	橋脚保護工一般図(LRT-2橋)	6-41
図 6.1.26	橋脚保護工一般図(Marcos橋)	6-42
図 6.1.27	橋脚保護工一般図(SM Marikina 橋)	6-43
図 6.1.28	Sta.10+800 付近で建設されている River Wall	6-45
図 6.1.29	Sta.9+600 付近で行われている埋立て	6-45
図 6.1.30	圧密計算を実施する計算断面位置および土質区分	6-51
図 6.1.31	圧密計算を実施する計算断面	6-52

図 6.1.32	e-logP 曲線	
図 6.1.33	Cv-logP 曲線	
図 6.1.34	e-log P 曲線 (砂質土)	
図 6.1.35	護岸の標準横断面図(前面法勾配5分の場合)	
図 6.1.36	Sta.10+500~Sta.13+350 に適用する洪水防御壁の例	
図 6.1.37	Sta.10+500~Sta.13+350 に適用する洪水防御壁の例	6-60
図 6.1.38	AYALA Land による開発地域	6-60
図 6.1.39	1) STA.5+400~STA.5+780 区間左岸標準断面	6-61
図 6.1.40	1) STA.6+035~STA.6+340区間左岸標準断面	6-61
図 6.1.41	Sta.9+400~9+800の区間における線形の代替案	
図 6.1.42	河岸道路の標準断面図	
図 6.1.43	Pasig市が建設している堤防の標準横断面図	
図 6.2.1	既設排水口位置図	
図 6.2.2	既存排水管網図(一部のみ)	6-66
図 6.2.3	土地利用図	6-66
図 6.2.4	確率年ごとの降雨強度	6-69
図 6.2.5	管頂接合	
図 6.2.6	U型側溝の配置	6-79
図 6.2.7	堤脚排水路の集水域	
図 6.2.8	マンホールと堤脚排水路の接続図	6-81
図 6.2.9	堤脚排水路諸元	
図 6.2.10	集水桝諸元	
図 6.2.11	杭基礎の函体底板下における空洞化現象	6-84
図 6.3.1	2002 年フェーズ I 詳細設計における MCGS の主な寸法諸元	
図 6.3.2	各代替案の位置	6-89
図 6.3.3	各代替案の地質条件	6-89
図 6.3.4	MCGS 設置地点付近の河道断面	
図 6.3.5	MCGS 周辺の主な既設構造物等	6-94
図 6.3.6	ボーリング位置図(MCGS 堰周辺)	6-96
図 6.3.7	想定土層横断図(堰柱位置)	6-97
図 6.3.8	想定地層横断図(上流側)	6-97
図 6.3.9	想定地層横断図(下流側)	6-98
図 6.3.10	想定地質縦断図(右岸側)	6-98
図 6.3.11	想定地質縦断図(左岸側)	6-99
図 6.3.12	MCGS 付近の土性図	
図 6.3.13	MCGS 設置位置	
図 6.3.14	MCGS 小径間ゲートの径間長と Marikina 川下流流量の関係	6-111
図 6.3.15	MCGS 小径間ゲートの径間長と MCGS 上流水位の関係	
図 6.3.16	操作室機器類の必要離隔	

図 6.3.17	MCGS 上屋の一般図	6-115
図 6.3.18	堰柱位置及び純支間長(MCGS 管理橋)	6-116
図 6.3.19	幅員構成(MCGS 管理橋)	6-117
図 6.3.20	トラック荷重	6-118
図 6.3.21	タンデム荷重	6-118
図 6.3.22	特殊車両荷重	6-119
図 6.3.23	車両分布荷重	6-119
図 6.3.24	疲労荷重	6-119
図 6.3.25	橋長の設定(MCGS 管理橋)	6-121
図 6.3.26	MCGS 本体長	6-125
図 6.3.27	堰柱床版と径間長	6-126
図 6.3.28	遮水工設置平面図	6-128
図 6.3.29	減勢工諸元	6-131
図 6.3.30	L型エンドシル	6-132
図 6.3.31	現地土砂の粒度分布と実験で使用する粒径	6-133
図 6.3.32	護床工範囲	6-140
図 6.3.33	設計流速と根固め重量の関係	6-143
図 6.3.34	ゲート寸法・構造関係図	6-146
図 6.3.35	水質調査位置図	6-148
図 6.3.36	近年 20 年間の Rosario 堰地点(マリキナ川側)の水位データ	6-149
図 6.3.37	河床高と海面高の関係	6-149
図 6.3.38	開閉装置の形式	6-152
図 6.3.39	統合運用すべき3つの堰・水門位置	6-163
図 6.3.40	MCGSの動力設備配置概念図	6-164
図 6.3.41	MCGSの予備電施設小屋配置図	6-165
図 6.3.42	システムレベルの概念図	6-170
図 6.3.43	システムレベル毎の運用管理イメージ	6-171
図 6.3.44	システム機能構成	6-174
図 6.3.45	クライアント/サーバ方式 システム構成イメージ	6-175
図 6.3.46	集中型 Web 方式 システム構成イメージ	6-176
図 6.3.47	分散型 Web 方式 システム構成イメージ	6-177
図 6.3.48	MCGS 遠方監視制御システム構成(案) (Cainta 水門及び Taytay 水門 遠隔監	視制御
	システムを含む)	6-181
図 6.3.49	2002年フェーズ I 詳細設計における遠方監視制御設備 システム構成	6-183
図 6.3.50	システム構成図(赤枠で示した拠点内設備を更新)	6-190
図 6.3.51	MCGS 付帯施設の概要および配置計画	6-192
図 6.3.52	MCGS 下流側取付護岸	6-193
図 6.3.53	MCGS 上流側取付護岸	6-193
図 6.3.54	管理用通路標準断面図	6-193

図 6.3.55	屋内ケーブルピットの配置条件	
図 6.3.56	MCGS 発電機棟の平面計画と留意点	
図 6.3.57	MCGS 発電機棟の断面計画	6-197
図 6.3.58	MCGS 全体平面図	
図 6.3.59	MCGS 一般図(1)	6-199
図 6.3.60	MCGS 一般図(2)	
図 6.3.61	MCGS 一般図(3)	
図 6.3.62	MCGS 一般図(4)	
図 6.4.1	計画高水流量配分	
図 6.4.2	Cainta 川合流点付近の現況幅	
図 6.4.3	Cainta 川計画断面	
図 6.4.4	Manggahan 放水路計画堤防断面	
図 6.4.5	Cainta水門周辺の主な既設構造物等	
図 6.4.6	既往地質調査位置	
図 6.4.7	既往ボーリング (No.C-2)	
図 6.4.8	想定地質断面図	
図 6.4.9	地質調査位置	
図 6.4.10	N値と一軸圧縮強度の関係式	
図 6.4.11	圧密曲線	
図 6.4.12	土性図(DD-BH-C01)	
図 6.4.13	土性図(DD-BH-C02)	
図 6.4.14	土性図 (DD-BH-C03)	
図 6.4.15	新設堤防を川表側に設置する場合のイメージ	
図 6.4.16	水門縦断位置	
図 6.4.17	水門の本体の形式	
図 6.4.18	MCGS 上屋の一般図	
図 6.4.19	堰柱位置及び純支間長(Cainta 管理橋)	
図 6.4.20	幅員構成(Cainta 管理橋)	
図 6.4.21	橋長の設定(Cainta 管理橋)	
図 6.4.22	Cainta 川合流点付近の Manggahan 放水路の堤防高(模式図)	
図 6.4.23	カーテンウォールの有無によるゲート扉体高さの違い	
図 6.4.24	地質想定横断図	
図 6.4.25	Cainta 水門本体長	
図 6.4.26	Cainta水門胸壁構造	
図 6.4.27	水位門各部の名称	6-242
図 6.4.28	堰柱床版と径間長	
図 6.4.29	遮水工設置平面図	6-244
図 6.4.30	遮水工設置範囲図	
図 6.4.31	スルースゲートからの自由放流	

図 6.4.32	スルースゲート流量係数	6-250
図 6.4.33	収縮係数	6-250
図 6.4.34	護床工設置区間	6-252
図 6.4.35	ブロック質量と許容流速の関係	6-254
図 6.4.36	ゲート寸法・構造関係図	6-255
図 6.4.37	水質調査位置図	6-257
図 6.4.38	近年 20 年間のラグナ湖の水位データ	6-257
図 6.4.39	河床高と海面高の関係	6-258
図 6.4.40	開閉装置の形式	6-261
図 6.4.41	堤防護岸の範囲	6-274
図 6.4.42	開削幅	6-274
図 6.4.43	条件護岸設置範囲	6-275
図 6.4.44	護岸構造	6-276
図 6.4.45	階段工計画図(1)	6-276
図 6.4.46	階段工計画図(2)	6-277
図 6.4.47	堤外水路範囲図	6-278
図 6.4.48	取付水路の護岸	6-279
図 6.4.49	Manggahan 放水路河道断面	6-279
図 6.4.50	Cainta 川護岸設置範囲	6-280
図 6.4.51	Cainta 川護岸標準断面図	6-282
図 6.4.52	取付道路標準断面図	6-283
図 6.4.53	発電機棟敷地位置	6-284
図 6.4.54	発電機棟敷地高と周辺の地盤高との関係	6-284
図 6.4.55	Cainta 水門および発電機棟の配置	6-285
図 6.4.56	Cainta 発電機棟の平面計画と留意点	6-287
図 6.4.57	Cainta 発電機棟の断面計画と留意点	6-288
図 6.4.58	Cainta 水門一般図 (1)	6-289
図 6.4.59	Cainta 水門一般図 (2)	6-290
図 6.4.60	Cainta 水門一般図 (3)	6-291
図 6.4.61	函体内一次元不等流計算結果	6-293
図 6.4.62	Taytay クリーク計画縦断図	6-294
図 6.4.63	計画高水流量配分	6-294
図 6.4.64	河道中心位置と堤防法線	6-295
図 6.4.65	堤防法線位置	6-296
図 6.4.66	Taytay 樋門周辺の主な既設構造物等	6-297
図 6.4.67	Taytay 樋門地質調査位置図	6-297
図 6.4.68	Taytay 樋門水門の地質縦断図(Taytay 付近抜粋)	6-298
図 6.4.69	Taytay 樋門地質想定図(樋管縦断図)	6-299
図 6.4.70	N 値と一軸圧縮強度の関係式	6-300

図 6.4.71	圧密曲線	6-300
図 6.4.72	土性図	6-301
図 6.4.73	Taytay 樋門位置	6-303
図 6.4.74	継ぎ足し位置でのカルバート敷高	6-307
図 6.4.75	杭基礎の函体底版下における空洞化現象	6-308
図 6.4.76	樋門本体長	6-310
図 6.4.77	胸壁の天端高	6-311
図 6.4.78	胸壁幅	6-311
図 6.4.79	翼壁の範囲と平面形の考え方	6-312
図 6.4.80	川表翼壁	6-313
図 6.4.81	堤防開削断面と遮水工の関係	6-315
図 6.4.82	Taytay 上屋の一般図	6-318
図 6.4.83	河床高と海面高の関係	6-319
図 6.4.84	開閉装置の形式	6-322
図 6.4.85	Taytay 樋門の付帯施設配置計画	6-327
図 6.4.86	Taytay 樋門ガードハウスの平面・断面計画	6-327
図 6.4.87	Taytay 樋門(樋門) 一般図(1)	6-328
図 6.4.88	Taytay 樋門(樋門) 一般図(2)	6-329
図 7.1.1	仮想地盤面の位置図	
図 7.1.2	矢板構造物荷重図	
図 7.1.3	主働土圧	
図 7.1.4	受働土圧	
図 7.1.5	構造物に作用する静水圧	
図 7.1.6	壁面に作用する動水圧(ウェスターガード公式)	7-10
図 7.1.7	設定水位	7-10
図 7.1.8	鋼矢板に作用する上載荷重範囲	7-11
図 7.1.9	もたれ擁壁と鋼矢板護岸コーピングの接続部	7-11
図 7.1.10	作用位置	
図 7.1.11	H形鋼付きハット型鋼矢板	7-17
図 7.1.12	H 形鋼付きハット型矢板の H 鋼部上端切断	
図 7.1.13	自立式鋼矢板の曲げモーメント分布図	
図 7.1.14	打設時イメージ図	
図 7.1.15	傾斜壁 標準断面図	
図 7.1.16	パラペット壁標準断面図	
図 7.1.17	粒度分布における堤防材料選定限界線	
図 7.1.18	パッケージ1(CP-1)における発生土粒度分布と30%砂利混合時の粒度分布	7-29
図 7.1.19	パッケージ2(CP-2)における発生土粒度分布と30%砂利混合時の粒度分布	7-29
図 7.1.20	パッケージ3(CP-3)における発生土粒度分布と10%砂利混合時の粒度分布	7-30
図 7.1.21	浸透によるすべり安定照査結果(L7+820)	7-35

図 7.1.22	浸透によるすべり安定照査結果(R6+060)	
図 7.1.23	浸透によるすべり安定照査結果(R10+960)	
図 7.1.24	堰下流の流況(シルなし)	
図 7.1.25	シル設置後の流況	
図 7.1.26	鉄筋コンクリート張の標準断面	
図 7.1.27	既設護岸の資料(抜粋)	
図 7.1.28	既設護岸部安定計算結果	
図 7.1.29	根固め幅の設定方法および標準断面図	
図 7.1.30	リップラップガードレール標準図	
図 7.1.31	Sta.6+480~Sta6+550左岸管理用通路標準断面	
図 7.1.32	階段工(Sta.6+120左岸側)	
図 7.1.33	ブロック積み擁壁標準断面図	
図 7.2.1	新設排水管一般図	
図 7.2.2	マンホール部材の主筋かぶり	
図 7.2.3	側壁に対する活荷重	
図 7.2.4	即時沈下の計算モデル	
図 7.2.5	土層が深さ方向に変化する場合の換算変形係数	
図 7.2.6	圧密沈下試験および各樋門の縦断位置(左岸 1/2)	
図 7.2.7	圧密沈下試験および各樋門の縦断位置(左岸 2/2)	
図 7.2.8	圧密沈下試験および各樋門の縦断位置(右岸 1/2)	
図 7.2.9	圧密沈下試験および各樋門の縦断位置(右岸 2/2)	
図 7.2.10	圧密試験箇所における e-logP 曲線の結果(左岸)	
図 7.2.11	圧密試験箇所における e-logP 曲線の結果(右岸)	
図 7.2.12	一般的な樋門における浸透経路長	
図 7.2.13	本プロジェクトの樋門における浸透経路長	
図 7.2.14	可とう継手の設置位置	
図 7.2.15	函体各方向の配筋諸元の決定	
図 7.2.16	胸壁の形状について	
図 7.2.17	川表胸壁の水位条件	
図 7.3.1	MCGS 堰 一般図	
図 7.3.2	MCGS 堰縦断図-1	
図 7.3.3	MCG S 堰縦断図-2	
図 7.3.4	MCGS 堰 断面図-1	
図 7.3.5	MCGS 堰 断面図-2	
図 7.3.6	MCGS 堰 断面図-3	
図 7.3.7	本体構造形式	
図 7.3.8	水門の本体の形式	
図 7.3.9	地層構成図	
図 7.3.10	基礎底面の載荷面積	

図 7.3.11	支持力係数のグラフ	7-89
図 7.3.12	翼壁位置 平面図	7-95
図 7.3.13	下流 断面図	7-95
図 7.3.14	受動土圧高の設定(下流L型擁壁)	7-96
図 7.3.15	受動土圧高の設定(上流L型擁壁)	7-97
図 7.3.16	端部堰柱構造寸法	7-103
図 7.3.17	端部堰柱+中間堰柱 構造寸法	7-114
図 7.3.18	胸壁位置図	7-131
図 7.3.19	胸壁構造寸法図	7-131
図 7.3.20	胸壁水位条件	7-132
図 7.3.21	水叩き 位置図	7-136
図 7.3.22	下流側翼壁構造寸法図	7-150
図 7.3.23	上流側翼壁構造寸法図	7-162
図 7.3.24	上流側翼壁構造寸法図	7-174
図 7.3.25	水流方向荷重図(上流→下流方向載荷)	7-189
図 7.3.26	水流方向荷重図(上流←下流方向載荷)	7-189
図 7.3.27	1号、2号堰柱部水流直角方向荷重図(2号←1号方向載荷)	7-189
図 7.3.28	1号、2号堰柱部水流直角方向荷重図(2号→1号方向載荷)	7-190
図 7.3.29	3号堰柱部水流直角方向荷重図(川側→陸側方向載荷)	7-190
図 7.3.30	3号堰柱部水流直角方向荷重図(川側←陸側方向載荷)	7-191
図 7.3.31	検討手順	7-192
図 7.3.32	地盤条件入り一般図	7-193
図 7.3.33	1号堰柱解析モデル図(ソリッド要素)	7-195
図 7.3.34	1号堰柱解析モデル図(骨組み表示)	7-195
図 7.3.35	2 号~3 号堰柱解析モデル図(ソリッド要素)	7-196
図 7.3.36	2 号~3 号堰柱解析モデル図(骨組み表示)	7-196
図 7.3.37	1号堰柱部底版解析モデル図(ソリッド要素)	7-197
図 7.3.38	1号堰柱部底版解析モデル図(骨組み表示)	7-197
図 7.3.39	2号~3号堰柱部底版解析モデル図(ソリッド要素)	7-198
図 7.3.40	2号~3号堰柱部底版解析モデル図(骨組み表示)	7-198
図 7.3.41	自重作用図	7-200
図 7.3.42	上屋重量作用図	7-201
図 7.3.43	シンダーコンクリート重量作用図	7-201
図 7.3.44	階段重量作用図	7-202
図 7.3.45	ゲート重量作用図	7-202
図 7.3.46	開閉機重量作用図	7-203
図 7.3.47	管理橋重量作用図	7-203
図 7.3.48	内水圧、内水重算定結果	7-205
図 7.3.49	静水圧(外水圧)作用図(1号堰柱部解析モデル)	7-206

図 7.3.50	揚圧力作用図(1号堰柱部底版解析モデル)	7-207
図 7.3.51	上載土重作用図	7-208
図 7.3.52	慣性力作用図(水流方向(上流→下流方向)載荷時、Kh=1.0相当)	7-209
図 7.3.53	慣性力作用図(水流直角方向(左岸→右岸方向)載荷時、Kh=1.0相当)	7-209
図 7.3.54	常時主働土圧作用図(3号堰柱部解析モデル)	7-212
図 7.3.55	地震時主働土圧増分作用図(3号堰柱部解析モデル)	7-213
図 7.3.56	設計応答スペクトル	7-214
図 7.3.57	L2 地震動加速度応答スペクトル係数 PGA (BSDS, p3-21)	7-215
図 7.3.58	加速度応答スペクトル係数 S _s (BSDS 図 3.4.1-5)	7-216
図 7.3.59	加速度応答スペクトル係数 S ₁ (BSDS 図 3.4.1-5)	7-217
図 7.3.60	MCGS 加速度スペクトル	7-219
図 7.3.61	ゲートの開閉を妨げない変形角(許容残留変形角)の算出方法)	7-222
図 7.3.62	許容残留変位算定根拠	7-223
図 7.3.63	1号堰柱設計水平震度算定結果	7-224
図 7.3.64	2号~3号堰柱設計水平震度算定結果	7-224
図 7.3.65	1号堰柱(標準部)配筋要領図	7-228
図 7.3.66	1号堰柱(ゲート部)配筋要領図	7-229
図 7.3.67	1 号堰柱(門柱部)配筋要領	7-230
図 7.3.68	2号~3号堰柱(標準部)配筋要領図	7-231
図 7.3.69	2 号~3 号堰柱(ゲート部) 配筋要領図	7-232
図 7.3.70	2号~3号堰柱門柱部配筋要領図	7-233
図 7.3.71	底版(1 号)解析モデル図	7-234
図 7.3.72	底版(2号及び3号)解析モデル図	7-234
図 7.3.73	曲げモーメント分布図(1号堰柱部底版(左岸→右岸方向載荷時))	7-235
図 7.3.74	せん断力分布図(1号堰柱部底版(左岸→右岸方向載荷時))	7-235
図 7.3.75	曲げモーメント分布図(1号堰柱部底版(左岸←右岸方向載荷時))	7-236
図 7.3.76	せん断力分布図(1号堰柱部底版(左岸←右岸方向載荷時))	7-236
図 7.3.77	曲げモーメント分布図(2号、3号堰柱部底版(左岸→右岸方向載荷時))	7-236
図 7.3.78	せん断力分布図(2号、3号堰柱部底版(左岸→右岸方向載荷時))	7-237
図 7.3.79	曲げモーメント分布図(2号、3号堰柱部底版(左岸←右岸方向載荷時))	7-237
図 7.3.80	せん断力分布図(2号、3号堰柱部底版(左岸←右岸方向載荷時))	7-237
図 7.3.81	1号底版標準部配筋図	7-238
図 7.3.82	1号底版堰背面部配筋図	7-238
図 7.3.83	2 号~3 号底版標準部配筋図	7-239
図 7.3.84	2号~3号底版堰背面部配筋図	7-239
図 7.3.85	下流側取付擁壁 平面図	7-290
図 7.3.86	断面図(STA.5+980断面)	7-290
図 7.3.87	荷重モデル図(設計荷重:ケース1)	7-312
図 7.3.88	荷重モデル図(設計荷重:ケース2)	7-312

図7380	荷重モデル図 (拇作荷重・開時)	7-313
図 7.3.90	荷重モデル図(操作荷重:閉時)	7-313
図 7.3.91	荷重モデル図 (上流側)	
⊠ 7.3.92	荷重モデル図(下流側)	7-317
⊠ 7.3.93	No.1 ゲート断面形状	7-322
⊠ 7.3.94	No.2 ゲート断面形状	7-324
図 7.3.95	断面形状(下段)	7-326
図 7.3.96	断面形状(上段)	7-326
図 7.3.97	断面形状	7-328
図 7.3.98	No.2 ゲート開閉装置概略配置	7-330
図 7.3.99	No.2 ゲート開閉装置概略配置	7-332
図 7.3.100	操作室のスペース	7-333
図 7.3.101	端部操作室配置図(No.1 ゲート側)	7-334
図 7.3.102	中央操作室配置図	7-335
図 7.3.103	端部操作室配置図(No.2 ゲート側)	7-336
図 7.3.104	フロート式水位計イメージ図	7-340
図 7.3.105	フロート式水位計の機構図	7-340
図 7.3.106	フロート式水位計設置例(日本)	7-341
図 7.3.107	フロート式水位計設置例(Sto.Nino 局)	7-341
図 7.3.108	リードスイッチ式 水位計イメージ図	7-342
図 7.3.109	リードスイッチ式 水位計の機構図	7-342
図 7.3.110	フロート式水位計設置例(日本)	7-342
図 7.3.111	水圧式(水晶水圧式) 水位計イメージ図	7-343
図 7.3.112	水圧式(水晶水圧式) 水位計の機構図	7-343
図 7.3.113	水圧式(水晶水圧式)水位計設置例(日本)	7-343
図 7.3.114	超音波式・電波式水位計イメージ	7-344
図 7.3.115	超音波式・電波式水位計設置例(日本)	7-344
図 7.3.116	水位計設置候補位置	7-347
図 7.3.117	計装設備構成	7-350
図 7.3.118	サイレンの音達距離曲線	7-355
図 7.3.119	MCGS と EFCOS の位置	7-357
図 7.3.120	音の距離による減衰量	7-358
図 7.3.121	音の距離による減衰量	7-359
図 7.3.122	Rosario 堰警報設備の既設操作卓	7-360
図 7.3.123	ディスプレイ操作卓の例	7-361
図 7.3.124	監視設備構成	7-362
図 7.3.125	警報設備配置位置	7-363
図 7.3.126	カメラ設備配置位置	7-373
図 7.3.127	監視設備構成	7-373

図 7.3.128 伝送路選定フロー	
図 7.3.129 ガードレールポストの変形状況	
図 7.3.130 埋設管の標準断面 (一般部)	
図 7.3.131 道路橋で添架できる範囲図	
図 7.3.132 添架形式の概要図	
図 7.3.133 ハンドホール必要有効長	
図 7.3.134 伝送経路	
図 7.3.135 区間 3 への敷設ルート (ROSARIO 堰管理橋 橋梁添架)	
図 7.3.136 区間 4 への敷設ルート (護岸添架)	
図 7.3.137 区間 4 への敷設ルート (護岸添架)	
図 7.3.138 区間 5 Pasig 市による護岸工事・河川公園工事の状況	
図 7.3.139 区間 5 への敷設ルート(道路埋設)	
図 7.3.140 区間 6 への敷設ルート(道路埋設)	
図 7.3.141 区間 8 への敷設ルート(道路埋設)	
図 7.3.142 全体システム系統図	
図 7.3.143 単線結線図	
図 7.3.144 ラジエータ冷却式	
図 7.3.145 ラジエータ冷却方式の換気模式図	
図 7.3.146 発電機及び油庫の配置	
図 7.4.1 平面図	
図 7.4.2 縦断図(中央堰柱)	
図 7.4.3 縦断図(左岸堰柱)	
図 7.4.4 縦断図(右岸堰柱)	
図 7.4.5 正面図	
図 7.4.6 解析断面	
図 7.4.7 土質縦断図	
図 7.4.8 圧密曲線図 (C3)	
図 7.4.9 圧密曲線図 (C4)	
図 7.4.10 計算モデル (4+565.00)	
図 7.4.11 圧密沈下図(STA.4+565)	
図 7.4.12 圧密沈下図(STA.4+485)	
図 7.4.13 地質調査位置	
図 7.4.14 地質想定断面図	
図 7.4.15 地質想定断面図	
図 7.4.16 液状化発生層	
図 7.4.17 地質縦断図	
図 7.4.18 基礎杭の検討部材	
図 7.4.19 杭の最小中心間隔及びフーチング縁端距離	
図 7.4.20 杭先端地盤の極限支持力度 qd の算定図	

図 7.4.21	支持層への換算根入れ深さの決定法	
図 7.4.22	杭基礎配置平面図	
図 7.4.23	中央堰柱構造寸法図	
図 7.4.24	中央堰柱杭配置	
図 7.4.25	想定地質断面図	
図 7.4.26	杭基礎設計用地盤条件	
図 7.4.27	中央堰柱杭配置	
図 7.4.28	杭基礎計算結果	
図 7.4.29	端部堰柱構造寸法図	
図 7.4.30	端部堰柱杭配置	
図 7.4.31	想定地質断面図	
図 7.4.32	杭基礎設計用地盤条件	
図 7.4.33	端部堰柱杭配置	
図 7.4.34	杭基礎計算結果	
図 7.4.35	戸当り床版構造寸法図	
図 7.4.36	戸当り床版杭配置	
図 7.4.37	戸当り床版荷重図	
図 7.4.38	戸当り床版杭配置	
図 7.4.39	杭基礎計算結果	
図 7.4.40	下流側翼壁構造寸法図	
図 7.4.41	下流側翼壁杭配置	
図 7.4.42	杭基礎設計用地盤条件	
図 7.4.43	下流側翼壁縦断図	
図 7.4.44	下流側翼壁平面図	
図 7.4.45	下流側翼壁杭配置	
図 7.4.46	杭基礎計算結果	
図 7.4.47	上流側左岸翼壁構造寸法図	
図 7.4.48	上流側左岸翼壁杭配置	
図 7.4.49	杭基礎設計用地盤条件	
図 7.4.50	上流側左岸翼壁縦断図	
図 7.4.51	上流側左岸翼壁平面図	
図 7.4.52	上流側左岸翼壁杭配置	
図 7.4.53	杭基礎計算結果	
図 7.4.54	上流側右岸翼壁構造寸法図	
図 7.4.55	上流側右岸翼壁杭配置	
図 7.4.56	杭基礎設計用地盤条件	
図 7.4.57	上流側右岸翼壁水位条件	
図 7.4.58	発電機棟平面寸法	
図 7.4.59	上流側右岸翼壁杭配置	

図 7.4.60	杭基礎計算結果	7-524
図 7.4.61	下流側水叩き構造寸法図(中央)	7-525
図 7.4.62	下流側水叩き杭配置(中央)	7-525
図 7.4.63	下流側水叩き構造寸法図(左岸)	7-526
図 7.4.64	下流側水叩き杭配置(左岸)	7-526
図 7.4.65	床版上二重締切部	7-527
図 7.4.66	下流側水叩き荷重図	7-529
図 7.4.67	下流側水叩き杭配置(中央)	7-532
図 7.4.68	下流側水叩き杭基礎計算結果(中央)	7-533
図 7.4.69	下流側水叩き杭配置(左岸)	7-533
図 7.4.70	下流側水叩き杭基礎計算結果(左岸)	7-534
図 7.4.71	上流側水叩き構造寸法図(左岸)	7-534
図 7.4.72	下流側水叩き杭配置(左岸)	7-535
図 7.4.73	上流側水叩き構造寸法図(中央)	7-535
図 7.4.74	上流側水叩き杭配置(中央)	7-536
図 7.4.75	上流側水叩き構造寸法図(右岸)	7-536
図 7.4.76	上流側水叩き杭配置(右岸)	7-537
図 7.4.77	床版上二重締切部	7-538
図 7.4.78	上流側水叩き荷重図	7-539
図 7.4.79	上流側水叩き杭配置(左岸)	7-542
図 7.4.80	上流側水叩き杭基礎計算結果(左岸)	7-542
図 7.4.81	上流側水叩き杭配置(中央)	7-543
図 7.4.82	上流側水叩き杭基礎計算結果(中央)	7-543
図 7.4.83	上流側水叩き杭配置(右岸)	7-544
図 7.4.84	上流側水叩き杭基礎計算結果(右岸)	7-544
図 7.4.85	中央堰柱構造図	7-554
図 7.4.86	中央堰柱底版の配筋要領	7-556
図 7.4.87	中央堰柱 堰柱の配筋要領	7-559
図 7.4.88	中央堰柱構造寸法図	7-559
図 7.4.89	中央堰柱 門柱検討モデル(水流直角方向)	7-561
図 7.4.90	中央堰柱 門柱検討モデル(水流方向)	7-561
図 7.4.91	中央堰柱 門柱部配筋要領(鉛直鉄筋)	7-565
図 7.4.92	中央堰柱操作台配筋要領	7-566
図 7.4.93	端部堰柱構造図	7-567
図 7.4.94	端部堰柱底版の配筋要領	7-569
図 7.4.95	端部堰柱 堰柱の配筋要領	7-572
図 7.4.96	端部堰柱 門柱構造寸法	7-572
図 7.4.97	端部堰柱 門柱検討モデル(水流直角方向)	7-574
図 7.4.98	端部堰柱 門柱検討モデル(水流方向)	7-574
図 7.4.99	端部堰柱 門柱部配筋要領(鉛直鉄筋)	
-----------	--------------------------------	--
図 7.4.100	端部堰柱 操作台配筋要領	
図 7.4.101	端部堰柱 胸壁構造	
図 7.4.102	端部堰柱 胸壁の水位条件	
図 7.4.103	端部堰柱 上流側胸壁の配筋要領図	
図 7.4.104	端部堰柱 下流側胸壁の配筋要領図	
図 7.4.105	戸当り床版部横断図	
図 7.4.106	戸当り床版構造寸法図	
図 7.4.107	戸当り床版杭配置	
図 7.4.108	戸当り床版荷重図	
図 7.4.109	戸当たり床版配筋要領図	
図 7.4.110	下流側翼壁構造寸法図	
図 7.4.111	下流側翼壁構造寸法図	
図 7.4.112	下流側翼壁 配筋要領図(1)	
図 7.4.113	下流側翼壁 配筋要領図(2)	
図 7.4.114	上流側左岸翼壁構造寸法図	
図 7.4.115	上流側左岸翼壁 水位条件図	
図 7.4.116	上流側左岸翼壁 配筋要領図(逆 T 部)	
図 7.4.117	上流側左岸翼壁 配筋要領図(L型部)	
図 7.4.118	上流側右岸翼壁構造寸法図	
図 7.4.119	上流側右岸翼壁水位条件	
図 7.4.120	発電機棟平面寸法	
図 7.4.121	上流側右岸翼壁 配筋要領図(逆 T 部)	
図 7.4.122	上流側右岸翼壁 配筋要領図(L型部)	
図 7.4.123	下流側水叩き	
図 7.4.124	下流側水叩き荷重図	
図 7.4.125	下流側中央水叩き配筋要領図	
図 7.4.126	下流側左右岸水叩き配筋要領図	
図 7.4.127	下流側水叩き	
図 7.4.128	上流側水叩き荷重図	
図 7.4.129	上流側中央水叩き配筋要領図	
図 7.4.130	上流側左岸水叩き配筋要領図	
図 7.4.131	上流側右岸水叩き配筋要領図	
図 7.4.132	水流方向荷重図(1/2)(上流→下流方向載荷)	
図 7.4.133	水流方向荷重図(2/2)(上流←下流方向載荷)	
図 7.4.134	水流直角方向荷重図(1/3)(端堰柱(陸側→川側方向載荷))	
図 7.4.135	水流直角方向荷重図(2/3)(端堰柱(陸側←川側方向載荷))	
図 7.4.136	水流直角方向荷重図(3/3)(中央堰柱)	
図 7.4.137	検討手順	

図 7.4.138	地盤条件入り一般図	
図 7.4.139	Soil profile representing BH-C01, BH-C02, BH-C03	
図 7.4.140	L2 液状化判定結果	
図 7.4.141	端堰柱解析モデル図(ソリッド要素)	
図 7.4.142	解析モデル図(骨組み表示)	
図 7.4.143	中間堰柱解析モデル図(ソリッド要素)	
図 7.4.144	中間堰柱解析モデル図(骨組み表示)	
図 7.4.145	自重作用図	
図 7.4.146	上屋自重作用図(端堰柱)	
図 7.4.147	シンダーコンクリート自重作用図(端堰柱)	
図 7.4.148	管理橋自重作用図	
図 7.4.149	螺旋階段自重作用図	
図 7.4.150	水流方向慣性力作用図	
図 7.4.151	水流直角方向慣性力作用図	
図 7.4.152	端堰柱の水流直角方向載荷時における常時土圧作用図	
図 7.4.153	端堰柱の水流直角方向(陸側→川側)における土圧増分の作用図	
図 7.4.154	設計応答スペクトル	
図 7.4.155	L2 地震動加速度応答スペクトル係数 PGA (BSDS, p3-21)	
図 7.4.156	加速度応答スペクトル係数 S _s (BSDS 図 3.4.1-5)	
図 7.4.157	加速度応答スペクトル係数 S ₁ (BSDS 図 3.4.1-5)	
図 7.4.158	Cainta 水門加速度スペクトル	
図 7.4.159	端堰柱固有解析結果	
図 7.4.160	中間堰柱固有解析結果	
図 7.4.161	堰柱配筋要領	
図 7.4.162	門柱配筋要領	
図 7.4.163	ゲートの開閉を妨げない変形角(許容残留変形角)の算出方法)	
図 7.4.164	許容残留変位算定根拠	
図 7.4.165	端堰柱設計水平震度算定結果	
図 7.4.166	中間堰柱設計水平震度算定結果	
図 7.4.167	端部堰柱門柱部配筋要領図	
図 7.4.168	端部堰柱配筋要領図	
図 7.4.169	中間堰柱門柱部配筋要領図	
図 7.4.170	中間堰柱配筋要領図	
図 7.4.171	杭基礎の L2 照査フロー	
図 7.4.172	杭配置図及び側面図	
図 7.4.173	杭頭詳細図	
図 7.4.174	底版配筋要領図	
図 7.4.175	杭配置図及び側面図	
図 7.4.176	杭頭詳細図	

図 7.4.177	/ 底版配筋要領図	7-672
図 7.4.178	3 条件護岸設置範囲	7-685
図 7.4.179	▶ 護床工敷設範囲	7-686
図 7.4.180) 想定地質断面図	7-687
図 7.4.181	掘削勾配	7-687
図 7.4.182	2 発電機棟敷地擁壁の位置	7-688
図 7.4.183	5 坂路工位置図	7-691
図 7.4.184	与坂路工(Cainta川右岸側)標準断面図	7-692
図 7.4.185	5 坂路工(Cainta 川左岸側)標準断面図	7-692
図 7.4.186	5 集水域図(Cainta 水門周辺)	7-694
図 7.4.187	/ 排水工断面図(Cainta川 OUTLET 1)	7-695
図 7.4.188	3 排水工正面図(Cainta川 OUTLET 1)	7-695
図 7.4.189	• 荷重モデル図(設計荷重)	7-698
図 7.4.190) 荷重モデル図(操作荷重:開時)	7-699
図 7.4.191	荷重モデル図(操作荷重:閉時)	7-699
図 7.4.192	2 全体配置図	7-700
図 7.4.193	6 荷重モデル図	7-701
図 7.4.194	・ 断面形状(本設ゲート)	7-704
図 7.4.195	5 断面形状(予備ゲート)	7-705
図 7.4.196	6 概略配置	7-707
図 7.4.197	/ 操作室のスペース	7-708
図 7.4.198	3 端部操作室配置図	7-709
図 7.4.199	• 中央操作室配置図	7-710
図 7.4.200) 水位計設置候補位置	7-713
図 7.4.201	音の距離による減衰量	7-716
図 7.4.202	警報設備配置位置	7-717
図 7.4.203	5 カメラ設備配置位置	7-718
図 7.4.204	单	7-724
図 7.4.205	5 ラジエータ冷却式	7-725
図 7.4.206	5 ラジエータ冷却方式の換気模式図	7-725
図 7.4.207	/ 発電機及び油庫の配置	7-730
図 7.5.1	函渠端部の構造図	7-735
図 7.5.2	グラウトホール配置図・構造図(参考図)	7-736
図 7.5.3	堤外水路の横断形状	7-736
図 7.5.4	管理橋断面図	7-737
図 7.5.5	橋台と計画断面の関係	7-737
図 7.5.6	堤防護岸の範囲	7-738
図 7.5.7	堤防開削と護岸の範囲	7-738
図 7.5.8	護岸構造	7-739

図 7.5.9	階段工の計画図(1)	
図 7.5.10	階段工の計画図(2)	
図 7.5.11	既設カルバート吐き口の様子	
図 7.5.12	擦り付け範囲の設定	
図 7.5.13	警備小屋の位置	
図 7.5.14	警備小屋の断面	
図 7.5.15	既設と新設の躯体取り付け部	
図 7.5.16	Taytay 一般図	
図 7.5.17	堤防法線の垂線に対する既設カルバートの傾斜	
図 7.5.18	擦り付け部	
図 7.5.19	本体工(継足し部)の安定計算の荷重図	
図 7.5.20	Taytay 水門周辺の主な既設構造物等	
図 7.5.21	掘削勾配の出典	
図 7.5.22	現況盛土	
図 7.5.23	即時沈下量の算出式	
図 7.5.24	側方変位量の算出式	
図 7.5.25	即時沈下の影響範囲	
図 7.5.26	沈下対象層の設定	
図 7.5.27	土層が深さ方向に変化する場合の換算変形係数	
図 7.5.28	全体モデル図	
図 7.5.29	沈下分布図	
図 7.5.30	継ぎ手の照査結果	
図 7.5.31	本体安定 計算モデル図(常時)	
図 7.5.32	本体安定 計算モデル図(地震時)	
図 7.5.33	断面照查位置	
図 7.5.34	設計水位	
図 7.5.35	検討モデル	
図 7.5.36	配筋要領図	
図 7.5.37	地盤変位の影響を考慮した弾性床上の梁の設計モデル(柔構造樋管)	
図 7.5.38	計算モデル図(ケース 3)	
図 7.5.39	断面力図算出結果(ケース 3)	
図 7.5.40	応力度照査結果	
図 7.5.41	配筋要領	
図 7.5.42	空洞量、めり込み量の照査の概念図等	
図 7.5.43	門柱寸法図	
図 7.5.44	横方向計算時の部材寸法	
図 7.5.45	部材諸元(1)	
図 7.5.46	部材諸元(2)	
図 7.5.47	荷重図	

図 7.5.48	形状寸法図	
図 7.5.49	計算ケース	
図 7.5.50	配筋要領図	7-799
図 7.5.51	計算モデル図	
図 7.5.52	胸壁配筋要領図	
図 7.5.53	計算ケース	
図 7.5.54	計算モデル	
図 7.5.55	荷重ケース図	
図 7.5.56	断面計算の荷重ケース	
図 7.5.57	常時の荷重状態	
図 7.5.58	配筋要領図	
図 7.5.59	警備小屋擁壁の構造寸法	
図 7.5.60	警備小屋擁壁の配筋要領	
図 7.5.61	水流方向モデル図	
図 7.5.62	水流直角方向モデル図(1連ラーメンの場合)	
図 7.5.63	ゲートに対する照査概念図	
図 7.5.64	解析モデル(上段:全体、下段:継足し部拡大)	
図 7.5.65	解析ステップ図	
図 7.5.66	FEM 変形量	
図 7.5.67	躯体位置の地盤変形量	
図 7.5.68	モデル作成範囲	
図 7.5.69	骨組みモデル(左)、ソリッドモデル(右)	
図 7.5.70	水流方向振動モード図	
図 7.5.71	水流直角方向振動モード図	
図 7.5.72	荷重モデル図(①設計荷重)	
図 7.5.73	荷重モデル図(②操作荷重:開時)	
図 7.5.74	荷重モデル図(③操作荷重:閉時)	
図 7.5.75	扉体の区画区分や荷重等	
図 7.5.76	操作室のスペース	
図 7.5.77	操作室配置図	
図 7.5.78	水位計設置候補位置(上流部)	
図 7.5.79	水位計設置候補位置	
図 7.5.80	音の距離による減衰量	
図 7.5.81	警報設備配置位置	
図 7.5.82	カメラ設備配置位置	
図 7.5.83	单線結線図	
図 7.5.84	ラジエータ冷却式	
図 7.5.85	ラジエータ冷却方式の換気模式図	
図 7.6.1	水門上屋に作用する水平地震力の算出モデル例	

図 7.6.2	MCGS の門柱下部構造の重量概算	7-877
図 7.6.3	Caintaの門柱下部構造の重量概算	7-877
図 7.6.4	Taytayの門柱下部構造の重量概算	7-878
図 7.6.5	MCGS 水門上屋	7-879
図 7.6.6	MCGS 発電機棟	7-880
図 7.6.7	Cainta 水門上屋	7-881
図 7.6.8	Cainta 発電機棟(部材配置)	7-881
図 7.6.9	Cainta 発電機棟(断面リスト)	7-882
図 7.6.10	Taytay 樋門上屋	7-882
図 7.6.11	セプティックタンク断面図	7-884
図 7.6.12	自然換気を促す屋根形状の工夫	7-885
図 7.6.13	避雷針の防護範囲	7-889
図 7.6.14	避雷針の防護範囲(MCGS)	7-890
図 7.6.15	避雷針の防護範囲(Cainta)	7-890
図 7.6.16	避雷針の防護範囲(Taytay)	7-891
図 7.6.17	水門上屋の照明器具設置例	7-893
図 7.6.18	マニラ首都圏における大径間の既往水門事例	7-895
図 7.6.19	マニラ首都圏における既存水門の事例	7-896
図 7.6.20	国内水門デザインの事例(河川・海岸構造物の復旧における景観配慮の手引き)	7-897
図 7.6.21	フェリーターミナルの意匠例	7-897
図 7.6.22	MCGS 上屋意匠	7-898
図 8.1.1	水理模型実験実施対象箇所の航空写真	8-1
図 8.2.1	流速分布(500m ³ /s)	8-2
図 9.1.1	フェーズⅢでの IPC 実施状況(左:公聴会 右:巡回説明)	9-2
図 9.1.2	開設されたウェブサイト (左: PMRCIP 右: EFCOS)	9-3
図 9.1.3	アンケート調査実施状況(バランガイオフィス)	9-4
図 9.1.4	プロジェクトについて知るきっかけとなった活動(複数回答可)	9-6
図 9.1.5	IPC 活動全般に対する評価(関連性・効果・インパクト・効率・持続性)の平均値	9-6
図 9.1.6	プロジェクトに対して抱く印象	9-6
図 9.1.7	洪水対策委員会のスキーム	9-8
図 9.1.8	フェーズ IV 非構造物対策の構成	9-9
図 9.1.9	氾濫解析結果(200年確率降雨:フェーズ IV 区間沿い)	9-11
図 9.1.10	ベースマップ(左:2次元マップ 右:3次元マップ)	9-11
図 9.1.11	ドラフト版ハザードマップ(表面)	9-12
図 9.1.12	ドラフト版ハザードマップ(裏面)	9-12
図 9.1.13	本事業対象地区内で一部実施されている洪水痕跡表示箇所	9-13
図 9.1.14	洪水標識および避難誘導標識のイメージ(JIS Z9098 防災標識ガイドブックを参考に作	Ē
	成)	9-13
図 9.1.15	FMC 実務者級会議	9-14

汊	9.1.16	第2回FMC会議	9-15
义	9.1.17	第3回FMC会議	9-15
义	9.1.18	第4回FMC会議	9-16
义	9.1.19	洪水対応演習概要	9-17
义	9.1.20	防災対応演習(地震防災訓練)概要	9-17
义	9.1.21	ウェブサイトリニューアルイメージ(案)	9-18
义	9.1.22	既存の PMRCIP の Facebook ページ	9-19
义	9.1.23	パイロット地区候補	9-24
义	9.2.1	Rosario 堰操作規則写真	9-29
义	9.2.2	超過洪水時における流量配分及びゲート操作のイメージ	9-37
义	9.3.1	DPWH-UPMO-FCMC の組織図	9-77
义	9.3.2	MMDA-FCSMO の組織図	9-78
义	9.3.3	MMDA-FCSMO-EFCOS 事務所の組織図	9-79
义	9.3.4	MMDA-FCSMO-EFCOS 事務所が所有する機械	9-79
図	9.3.5	MMDA-FCSMO-東マニラ首都圏治水運用第一部の組織図	9-80
义	9.3.6	MMDA-FCSMO-東マニラ首都圏治水運用第一部が所有する機械	9-80
义	10.1.1	底質採取地点(マリキナ川)	10-4
図	10.1.2	底質採取地点(マンガハン放水路)	10-5
図	10.1.3	Elutriate 試験処理フローチャート	10-7
义	10.1.4	TCLP 試験処理フローチャート	10-8
义	10.1.5	粒度分布試験(PSD)結果	10-13
义	10.1.6	土砂処分候補地(Taytay 町バランガイ San Juan にある LLDA が管理する地区)	10-15
义	10.1.7	土砂処分地の ECC 取得スケジュール	10-16
义	10.1.8	樹木分布概要図(Marikina本川沿い)	10-26
义	10.1.9	非樹木作物分布概要図(Marikina本川沿い)	10-27
义	10.1.10) 樹木分布概要図(Cainta 及び Taytay 工事部)	10-29
义	10.1.11	非樹木作物分布概要図(Cainta水門+Taytay 樋門工事部)	10-30
义	10.2.1	NHA から発出された Quezon 市マリキナ川沿いの非正規居住者の移転に関する文書	10-34
义	10.2.2	Quezon 市内 Marikina 川河道沿い ISF 居住位置確認図	10-35
义	10.2.3	Pasig 市が実施している堤防工事の進捗状況	10-38
义	10.2.4	本事業区間内に居住する ISFs 位置確認図	10-40
义	10.2.5	Cainta 水門建設一般平面図	10-43
义	10.2.6	Cainta水門建設に必要な移転範囲	10-44
义	10.2.7	Taytay 樋門建設に必要な移転範囲	10-44
义	10.2.8	2019年11月28日付け DPWH から Marikina 市への固定資産税情報依頼レター	10-46
义	11.3.1	法尻防護(特殊堤防の場合のイメージ)	11-4
义	11.3.2	転倒条件検討イメージ	11-7
义	11.3.3	鋼矢板に作用する上載荷重範囲	11-10
V	11.3.4	安定計算による壁体の選定フロー	11-11

図 11.3.5	仮想地盤面の位置図	11-12
図 11.3.6	矢板構造物荷重図	11-12
図 11.3.7	H形鋼付きハット型鋼矢板	11-15
図 11.3.8	橋脚周囲の洗堀範囲と形状の推定模式図	11-16
図 11.3.9	洗堀深推測図	11-17
図 11.3.10	斜面でのふとん籠設置方法(例)	11-19
図 11.3.11	多段式ふとん籠設置方法(例)	11-20
図 11.3.12	確率年ごとの降雨強度	11-23
図 11.3.13	管頂接合	11-25
図 11.3.14	函体の断面構造形式	11-26
図 11.3.15	函体の断面構造形式	11-27
図 11.3.16	函体長	11-28
図 11.3.17	引き上げ余裕高	11-28
図 11.3.18	遮水壁の設置例	11-29
図 11.3.19	翼壁の構造	11-29
図 11.3.20	翼壁の範囲	11-30
図 11.3.21	条件護岸の範囲	11-31
図 11.3.22	弾性床上の梁の設計モデル	11-35
図 11.3.23	地盤変位の影響を考慮した弾性床上の梁の設計モデル(柔構造樋管)	11-36
図 11.3.24	浮き上がりに対する検討方法	11-37
図 11.3.25	水門本体構造	11-38
図 11.3.26	堰柱形状	11-38
図 11.3.27	翼壁の平面形状	11-40
図 11.3.28	水叩きの継ぎ手	11-41
図 11.3.29	護床工設置区間	11-42
図 11.3.30	揚圧力の計算	11-44
図 11.4.1	フィリピン国の加速度分布図	11-49
図 11.4.2	マリキナ渓谷断層系(Valley Fault System)	11-50
図 11.4.3	4m以下の土かぶりの場合の集中荷重とその分布	11-51
図 11.4.4	主働土圧	11-52
図 11.4.5	受働土圧	11-52
図 11.4.6	背面土の換算載荷重	11-55
図 11.4.7	残留水圧の算定における水位の考え方	11-56
図 11.4.8	壁面に作用する動水圧	11-56
図 11.4.9	揚圧力	11-57
図 11.4.10	50 年確率の風速 ハザードマップ	11-58
図 11.4.11	基準風速図	11-58
図 11.5.1	作用位置	11-61
図 11.5.2	クリープ距離	11-63

図 11.5.3	基礎底面の載荷面積	
図 11.5.4	支持力係数のグラフ	11-66
図 11.5.5	杭の最小中心間隔及びフーチング縁端距離	
図 11.5.6	杭先端地盤の極限支持力度 qd の算定図	
図 11.5.7	支持層への換算根入れ深さの決定法	
図 11.6.1	2 種類の鋼矢板の形状	11-76
図 11.6.2	配筋区分(例)	
図 11.6.3	門柱および中間堰柱の底版付近の配筋イメージ	
図 11.6.4	門柱・堰柱を除く主筋・配力鉄筋の基本レイアウト	
図 11.6.5	ハンチ筋のフック形状	
図 11.6.6	主鉄筋かぶり設定の根拠	
図 11.6.7	主鉄筋かぶり設定の根拠	
図 11.6.8	主鉄筋かぶり設定の根拠	
図 11.6.9	主鉄筋かぶり設定の根拠	
図 11.6.10	主鉄筋かぶり設定の根拠	
図 11.7.1	液状化判定の手順	
図 11.8.1	地震時安定計算による円弧すべりの形状	
図 11.8.2	過剰間隙水圧消散後の体積ひずみ関係の例	
図 11.8.3	樋管周辺堤防の液状化対策の範囲の目安	
図 11.8.4	自立式矢板特殊堤に作用する土水圧の漸増成分	
図 11.8.5	自立式矢板特殊堤に作用する土水圧の振動成分	
図 11.9.1	設計応答スペクトル	
図 11.9.2	設計水平震度(BSDS 図 3.4.1-1)	
図 11.9.3	加速度応答スペクトル係数(BSDS 図 3.4.1-2)	
図 11.9.4	加速度応答スペクトル係数(BSDS 図 3.4.1-3)	
図 11.9.5	表面最大加速度係数(BSDS 図 3.4.1-4)	
図 11.9.6	加速度応答スペクトル係数(BSDS 図 3.4.1-5)	
図 11.9.7	加速度応答スペクトル係数(BSDS 図 3.4.1-6)	
図 11.9.8	1 自由度振動系へのモデル化(橋脚の例)	
図 11.9.9	照查手順	
図 11.9.10	ゲートの開閉を妨げない変形角(許容残留変形角)の算出方法)	
図 11.10.1	建築構造物に関する技術基準の体系概要	
図 12.1.1	降雨流出モデルの構造	
図 12.1.2	パッシグ・マリキナ川サブ流域図	
図 12.1.3	対象降雨実績流域平均雨量	
図 12.1.4	氾濫解析モデル概略図	
図 12.1.5	氾濫原標高図	
図 12.1.6	パッシグ・マリキナ流域土地利用図	
図 12.1.7	マンガハン放水路流入(左)及び Cainta 川への逆流量ハイドログラフ(右)	

図 12.1.8	オリフィス型放流口の貯水位・放流量曲線	12-19
図 12.1.9	マリキナダムからの放流量ハイドログラフ(確率規模:2年、5年、10年)	12-20
図 12.1.10	マリキナダムからの放流量ハイドログラフ(確率規模:20年、30年、50年)	12-21
図 12.1.11	マリキナダムからの放流量ハイドログラフ(確率規模:100年)	12-22
図 12.1.12	マリキナダムからの放流量ハイドログラフ(確率規模:100年)	12-22
図 12.1.13	Sto. Nino 地点の確率規模別流量ハイドログラフ(遊水地なし)	12-23

<u>表一覧</u>

表 1.1.1	パッシグ・マリキナ川の治水計画及び事業の流れ	1-2
表 1.1.2	事業開始時(1998年)のフェーズ設定	1-3
表 1.1.3	事業実施計画の改訂(フェーズ再設定)	1-5
表 1.2.1	フェーズ IV 事業概要(借款対象)	1-6
表 2.2.1	本業務の範囲概略項目	2-1
表 2.3.1	本業務の設計対象範囲	2-1
表 2.4.1	フェーズ IV の概算想定工事数量	2-2
表 3.1.1	Sto. Nino 地点水位表(年間)	3-2
表 3.1.2	Sto. Nino 観測所流況表(流域面積: 496km ²)	3-3
表 3.1.3	Sto. Nino 観測所水位表(雨季)	3-5
表 3.1.4	Rosario JS 観測所水位表(年間)	3-5
表 3.1.5	Rosario JS 観測所水位表(雨季)	3-6
表 3.1.6	Napindan JS 観測所水位表(年間)	3-7
表 3.1.7	Napindan JS 観測所水位表(雨季)	3-7
表 3.1.8	DPWH 標高による水位・標高情報	3-8
表 3.1.9	流域内に位置する主要な河川構造物	3-14
表 3.1.10	Rosario 堰及び NHCS のゲート操作規則	3-14
表 3.2.1	既往治水計画検討調査	3-15
表 3.2.2	検討・提案された主な整備メニュー(当時の既往最大洪水(1943年)を対象)	3-15
表 3.2.3	1975FS/DD による計画洪水流量配分	3-16
表 3.2.4	マンガハン放水路及び関連設計構造物の諸元	3-17
表 3.2.5	FPにおける主な整備メニュー(100年確率洪水対応)	3-17
表 3.2.6	MPにおける主な整備メニュー	3-18
表 3.2.7	主な整備メニュー	3-21
表 3.2.8	主な整備メニュー	3-22
表 3.2.9	PMRIP 改訂実施計画	3-23
表 3.2.10	主な整備メニュー	3-24
表 3.2.11	NHCS 構造諸元	3-26
表 3.2.12	NHCSの再建設が望ましい理由	3-26
表 3.2.13	マンガハン放水路事業の概要	3-28
表 3.2.14	EFCOS 事業の概要	3-29
表 3.2.15	EFCOS リハビリ無償事業の概要	3-31
表 3.2.16	フィリピン政府による EFCOS 事業の概要	3-32
表 3.2.17	パッシグ川沿いの既存排水機場の概要	3-33
表 3.2.18	パッシグ川沿いの主要な逆流防止水門の概要	3-34
表 3.2.19	West Manggahan 事業の概要	3-35
表 3.2.20	KAMANAVA 事業の概要	3-36
表 3.2.21	East Manggahan 調査結果(事業計画)	3-37

表 3.2.22	提案された逆流防止水門の諸元	
表 3.3.1	既往治水計画調査の比較(1)	
表 3.3.2	既往治水計画調査の比較(2)	3-41
表 3.3.3	既往治水計画調査の比較(3)	3-42
表 3.3.4	詳細な治水計画検討内容の比較(1)	3-43
表 3.3.5	詳細な治水計画検討内容の比較(2)	3-45
表 3.3.6	計画洪水流量配分(確率洪水規模 1/100)の比較	3-47
表 3.3.7	マリキナダム諸元の比較	
表 3.4.1	流域平均確率雨量	3-49
表 3.4.2	Sto. Nino 地点の確率規模別流量	3-51
表 4.1.1	河道法線の代替案の比較	4-3
表 4.1.2	Definitive Plan (2015)の設計条件	4-3
表 4.1.3	橋脚及びわん曲による水位上昇の算定手法の違い	4-5
表 4.1.4	検討ケース及び河道条件	4-8
表 4.1.5	不等流計算条件(マリキナ川)	4-8
表 4.1.6	不等流計算条件(マンガハン放水路)	4-9
表 4.1.7	水位算定結果(Case 1:計画高水流量)	4-10
表 4.1.8	水位算定結果(Case 2:基本高水流量)	4-11
表 4.1.9	河川沿いの開発状況	4-12
表 4.2.1	各区間別の設計方針(基本設計時点)	4-13
表 5.1.1	測量調査の範囲	5-1
表 5.1.2	準備作業活動	5-2
表 5.1.3	現場作業活動項目	5-2
表 5.1.4	データ解析作業活動項目	5-3
表 5.1.5	成果物作成活動項目	5-3
表 5.1.6	基準点平面座標閉合精度表(多角測量結果)	5-5
表 5.1.7	基準点座標確認結果	5-6
表 5.1.8	測量によって確認した排水工流出部箇所数	5-8
表 5.2.1	ボーリング調査実施数量	5-11
表 5.2.2	土質試験実施数量	5-11
表 5.2.3	Guadeloupe (グアダルーペ) 層の一般的特徴	5-16
表 5.2.4	ボーリング調査数量一覧	5-19
表 5.2.5	主な地層とその特徴(マリキナ川河川改修)	5-21
表 5.2.6	ボーリング調査数量一覧表	5-24
表 5.2.7	ボーリング調査数量一覧(Cainta・Taytay)	5-30
表 5.2.8	主な地層とその特徴(Cainta・Taytay)	5-32
表 5.2.9	土質試験数量一覧表(マリキナ川河川改修調査・MCGS)	5-36
表 5.2.10	土質試験結果総括表(マリキナ川河川改修調査・MCGS)	5-37
表 5.2.11	標準貫入試験結果(今回調査結果)	5-38

表 5.2.12	標準貫入試験結果(GFw および GFfを除き、既往ボーリングデータを含む)	5-38
表 5.2.13	土粒子の密度および岩石の密度(自然含水比)	5-38
表 5.2.14	主な鉱物と土粒子の密度(日本)	5-39
表 5.2.15	自然含水比	5-39
表 5.2.16	含水比の測定例(日本)	5-39
表 5.2.17	細粒分含有率	5-40
表 5.2.18	液性限界・塑性限界	5-40
表 5.2.19	土の一軸圧縮強度(D c 層)	5-42
表 5.2.20	岩石の一軸圧縮試験結果(GFf)	5-43
表 5.2.21	土の圧密試験結果(その1)	5-44
表 5.2.22	土の圧密試験結果(その2)	5-44
表 5.2.23	地盤定数(マリキナ川河川改修・MCGS)	5-45
表 5.2.24	土の単位重量の例(日本)	5-46
表 5.2.25	Phase 1 における地盤定数	5-46
表 5.2.26	換算 N 値による岩盤強度の推定	5-49
表 5.2.27	試験数量一覧表(Cainta・Taytay)	5-50
表 5.2.28	土質試験結果総括表(Cainta・Taytay)	5-51
表 5.2.29	標準貫入試験結果(Cainta・Taytay)	5-51
表 5.2.30	土粒子の密度	5-52
表 5.2.31	自然含水比	5-52
表 5.2.32	細粒分含有率	5-53
表 5.2.33	液性限界・塑性限界	5-54
表 5.2.34	土の一軸圧縮強度(Ac1 層)	5-55
表 5.2.35	土の圧密試験結果(その1)	5-56
表 5.2.36	土の圧密試験結果(その2)	5-56
表 5.2.37	地盤定数(Cainta・Taytay)	5-57
表 5.2.38	設計時に用いる土質定数の例	5-58
表 5.2.39	地盤定数(総括)	5-60
表 5.2.40	地質調査巻末資料リスト	5-61
表 6.1.1	各区間別の河道の基本設計	6-1
表 6.1.2	各区間別の水路標準断面	
表 6.1.3	各区間別の水路標準断面	
表 6.1.4	各区間別の水路標準断面	6-4
表 6.1.5	各区間の代表断面における計画洪水位と河岸標高	
表 6.1.6	各区間別の低水護岸のタイプ	6-6
表 6.1.7	低水護岸における鋼矢板護岸形式の比較検討	6-8
表 6.1.8	液状化の判定を行う必要のある土層(左岸)	6-9
表 6.1.9	液状化の判定を行う必要のある土層(右岸)	6-10
表 6.1.10	PL 値と液状化危険度	6-10

表 6.1.11	FL 値の深さ方向の分布(左岸 BH-G-04 PL=5.40)	
表 6.1.12	FL 値の深さ方向の分布(右岸 BH-R-03 PL=5.39)	
表 6.1.13	低水護岸設計検討ブロック分割 (左岸)	
表 6.1.14	低水護岸設計検討ブロック分割 (右岸)	
表 6.1.15	鋼矢板護岸設計条件(材料条件、土質条件、水位条件等)	
表 6.1.16	設計流速算定条件および算定結果(マリキナ川下流下流、右岸)	
表 6.1.17	代表流速算定条件および算定結果(マリキナ川下流、左岸)	
表 6.1.18	代表流速算定条件および算定結果(マリキナ川上流、右岸)	
表 6.1.19	代表流速算定条件および算定結果(マリキナ川上流、左岸)	
表 6.1.20	最大洗掘深(マリキナ川下流、右岸)	
表 6.1.21	最大洗掘深(マリキナ川下流、左岸)	
表 6.1.22	最大洗掘深(マリキナ川上流、右岸)	6-29
表 6.1.23	最大洗掘深(マリキナ川上流、左岸)	
表 6.1.24	根固工構造の比較選定表	
表 6.1.25	リップラップ材の設計径	
表 6.1.26	水理模型実験により得られた移動限界流速 (m/s)	
表 6.1.27	設計区間における根固め工のタイプ一覧表(右岸)	
表 6.1.28	設計区間における根固め工のタイプ一覧表(左岸)	
表 6.1.29	各橋梁におけるリップラップ材の設計径	
表 6.1.30	各袋詰根固め工重量の移動限界流速	
表 6.1.31	洗堀範囲一覧	
表 6.1.32	概算工事費	
表 6.1.33	余盛の設定(Sta. 5+400~MCGS(Sta.6+010)下流側)	6-49
表 6.1.34	余盛の設定(Sta. 5+900~Sta.6+080)	6-49
表 6.1.35	余盛の設定(Sta. 6+080~Sta.6+600)	6-49
表 6.1.36	圧密計算に適用する単位体積重量	
表 6.1.37	圧密試験実施箇所	
表 6.1.38	圧密計算結果	
表 6.1.39	余盛高の標準表	
表 6.1.40	余盛高の設定値	
表 6.1.41	洪水防御壁の設計条件	6-59
表 6.1.42	Pasig 市堤防の事業段階と現状	
表 6.2.1	提案される排水施設	6-64
表 6.2.2	既存排水管	6-64
表 6.2.3	測量成果表	
表 6.2.4	用途別流出係数の標準値	6-67
表 6.2.5	降雨ごとの係数値	6-68
表 6.2.6	流達時間算出のための計算式	6-69
表 6.2.7	Horton の粗度値	6-69

表 6.2.8	新設排水施設のタイプ分けと適用ケース	6-71
表 6.2.9	排水施設計画表(1/5)	
表 6.2.10	排水施設計画表(2/5)	6-74
表 6.2.11	排水施設計画表(3/5)	
表 6.2.12	排水施設計画表(4/5)	
表 6.2.13	排水施設計画表(5/5)	
表 6.2.14	粗度係数	
表 6.3.1	基本設計による設計諸元概要	
表 6.3.2	2002 年フェーズ I 詳細設計における MCGS の設計諸元概要	
表 6.3.3	MCGS 位置の比較	
表 6.3.4	2015年 Definitive Plan における MCGS の設計諸元概要	
表 6.3.5	MCGS 水位条件	6-91
表 6.3.6	MCGS 設置地点河道諸元	
表 6.3.7	ボートの諸元	
表 6.3.8	フェリーボートの諸元	
表 6.3.9	土運船の諸元	
表 6.3.10	通船のための必要条件	
表 6.3.11	MCGS 地点の水深	
表 6.3.12	主な既設構造物等による制約条件	6-94
表 6.3.13	ボーリング調査	6-95
表 6.3.14	MCGS 設置地点付近の層序	6-95
表 6.3.15	MCGS 下流取付擁壁の設計に用いた土質定数	
表 6.3.16	MCGS 本体の設計に用いた土質定数一覧	
表 6.3.17	地盤の特性値	
表 6.3.18	地盤特性値 T _G の算定(DD-BH-G04)	
表 6.3.19	水門扉の種類と設置場所および使用目的	
表 6.3.20	堰形式の比較	6-104
表 6.3.21	ゲート形式比較表	
表 6.3.22	径間長の比較	
表 6.3.23	MCGS 上屋に設置される主な機器	6-114
表 6.3.24	単位重量	6-118
表 6.3.25	MCGS 管理橋-橋梁形式比較表	
表 6.3.26	液状化検討対象層(G07)	6-124
表 6.3.27	地域別補正係数	6-124
表 6.3.28	水位条件	
表 6.3.29	土砂堆積の影響検討実験実施概要	
表 6.3.30	実験条件(土砂堆積の影響)	
表 6.3.31	実験ケース	
表 6.3.32	排砂状況(500m³/s、MCGS上流から土砂投入)	

表 6.3.33	排砂状況(288m ³ /s、MCGS 上流から土砂投入)	6-135
表 6.3.34	排砂状況(288m³/s、堰高まで堆砂)	6-136
表 6.3.35	排砂状況(288m³/s、シル高まで堆砂)	6-137
表 6.3.36	水位条件	6-139
表 6.3.37	異型コンクリートブロックの係数aおよびβの値	6-143
表 6.3.38	水理模型実験により得られた移動限界流速 (m/s)	6-144
表 6.3.39	ゲート構造の比較(大径間ゲート、B28.3mxH9.55m)	6-147
表 6.3.40	既往の水質調査における塩度	6-148
表 6.3.41	MCGS 扉体材料比較表	6-151
表 6.3.42	ゲート用開閉装置形式比較	6-154
表 6.3.43	ワイヤロープウインチの形式と配置	6-157
表 6.3.44	ワイヤロープウインチの構造概要	6-158
表 6.3.45	ワイヤロープウインチ式開閉機一覧	6-159
表 6.3.46	ワイヤロープウインチ式開閉機比較表	6-161
表 6.3.47	操作項目及び制御信号	6-166
表 6.3.48	ゲート状態及び運転表示項目ならびに監視信号	6-167
表 6.3.49	ゲート故障表示項目及び監視信号	6-167
表 6.3.50	有接点リレー回路と PLC 回路の得失	6-168
表 6.3.51	操作機能における手法の比較	6-169
表 6.3.52	施設操作におけるシステムレベル	6-169
表 6.3.53	システムレベルの比較	6-173
表 6.3.54	各システム構成の特性比較	6-178
表 6.3.55	システム拠点の設定	6-179
表 6.3.56	計装設備、警報設備及び監視設備	6-182
表 6.3.57	電気通信設備の設置環境等を考慮した寿命	6-185
表 6.3.58	電気通信設備の現状(ROSARIO MASTER CONTROL STATION)	6-186
表 6.3.59	電気通信設備の現状(ANTIPOLO RELAY STATION)	6-187
表 6.3.60	電気通信設備の現状(PAGASA (SCIENCE GARDEN) STATION)	6-187
表 6.3.61	電気通信設備の現状(NAPINDAN HCS MONITOR STATION)	6-188
表 6.3.62	電気通信設備の現状(DPWH HO MONITOR STATION)	6-188
表 6.3.63	電気通信設備の現状(MMDA MONITOR STATION)	6-188
表 6.3.64	電気通信設備の現状(STO.NINO WATER LEVEL GAUGE STATION)	6-188
表 6.3.65	電気通信設備の現状(SCIENCE GARDEN RAINFALL GAUGE STATION)	6-189
表 6.3.66	MCGS 付帯施設	6-191
表 6.3.67	MCGS 発電機棟に設置される主な機器	6-194
表 6.3.68	発電機周りの必要離隔	6-195
表 6.4.1	Cainta水門基本設計による設計諸元概要	6-203
表 6.4.2	Taytay 樋門基本設計による設計諸元概要	6-204
表 6.4.3	排水施設計画における確率規模	6-206

表 6.4.4	Cainta 水門水位条件	6-207
表 6.4.5	河道諸元一覧	6-208
表 6.4.6	主な既設構造物等による制約条件	6-209
表 6.4.7	土質定数一覧(DD-BH-C01)	. 6-215
表 6.4.8	土質定数一覧(DD-BH-C02)	. 6-217
表 6.4.9	土質定数一覧 (DD-BH-C03)	. 6-219
表 6.4.10	地盤特性値 T _G の算定(DD-BH-C03)	6-221
表 6.4.11	Cainta 水門平面位置の比較	6-222
表 6.4.12	水門扉の種類と設置場所および使用目的	6-224
表 6.4.13	ゲート形式の比較	6-225
表 6.4.14	ゲート形式比較表	6-227
表 6.4.15	径間長の比較	6-229
表 6.4.16	Cainta 水門上屋に設置される主な機器	6-231
表 6.4.17	MCGS 管理橋-橋梁形式比較表	6-237
表 6.4.18	杭材料の比較	6-240
表 6.4.19	胸壁の構造諸元	6-241
表 6.4.20	水位条件	6-247
表 6.4.21	檢討条件一覧	6-249
表 6.4.22	ゲートからの自由放流量	6-250
表 6.4.23	下流側流速 V2 の算定	6-251
表 6.4.24	露出射流長(L1)および跳水長の(L2)算出結果	6-252
表 6.4.25	異型コンクリートブロックの係数aおよびβの値	6-253
表 6.4.26	護床工 B 区間ブロック重量の算定	6-254
表 6.4.27	ゲート構造の比較	. 6-255
表 6.4.28	既往の水質調査における塩度	6-256
表 6.4.29	Cainta水門扉体材料比較表	6-260
表 6.4.30	ゲート用開閉装置形式比較(Cainta水門)	6-263
表 6.4.31	ワイヤロープウインチの形式と配置	6-265
表 6.4.32	ワイヤロープウインチの構造概要	6-265
表 6.4.33	ワイヤロープウインチ式開閉機一覧	6-266
表 6.4.34	ワイヤロープウインチ式開閉機比較表	6-267
表 6.4.35	操作項目及び制御信号	6-270
表 6.4.36	ゲート状態及び運転表示項目ならびに監視信号	6-271
表 6.4.37	ゲート故障表示項目及び監視信号	6-271
表 6.4.38	有接点リレー回路と PLC 回路の得失	6-272
表 6.4.39	計装設備、警報設備及び監視設備	6-273
表 6.4.40	流速に対する護岸構造	6-275
表 6.4.41	流速に対する RIPRAP の Class	6-279
表 6.4.42	MCGS 発電機棟に設置される主な機器	6-286

表 6.4.43	Taytay 樋門水位条件	6-293
表 6.4.44	河道諸元一覧	6-295
表 6.4.45	主な既設構造物等による制約条件	6-296
表 6.4.46	定数設定	6-301
表 6.4.47	地盤特性値 T _G の算定(DD-BH-T02)	6-302
表 6.4.48	構造形式比較表	6-305
表 6.4.49	ゲート形式の比較	6-309
表 6.4.50	Taytay 樋門に設置される主な機器	6-317
表 6.4.51	Taytay 樋門扉体材料比較表	6-321
表 6.4.52	操作項目及び制御信号	6-324
表 6.4.53	ゲート状態及び運転表示項目ならびに監視信号	6-325
表 6.4.54	ゲート故障表示項目及び監視信号	6-325
表 6.4.55	機側操作盤形式の得失	6-326
表 7.1.1	マリキナ川の鋼矢板護岸最終区間	7-2
表 7.1.2	鋼矢板護岸設計に用いる設計基準	7-3
表 7.1.3	鋼矢板護岸設計条件	7-3
表 7.1.4	もたれ擁壁の安定計算結果および、鋼矢板護岸に作用させるモーメントおよび荷重	7-14
表 7.1.5	鋼矢板護岸設計における土質区分(再掲)	7-16
表 7.1.6	マリキナ川の鋼矢板護岸設計に用いる土質定数(再掲)	7-17
表 7.1.7	U 形鋼矢板およびハット型矢板の諸元	7-18
表 7.1.8	H 形鋼付きハット型矢板の組み合わせおよび諸元	7-19
表 7.1.9	H 形鋼付きハット型矢板の組み合わせの選定方法	7-19
表 7.1.10	鋼矢板断面二次モーメント及び断面係数の有効率	7-20
表 7.1.11	護岸用鋼矢板諸元一覧(1)	7-21
表 7.1.12	護岸用鋼矢板諸元一覧(2)	7-22
表 7.1.13	断面変化点における断面照査例	7-26
表 7.1.14	傾斜壁 寸法表	7-27
表 7.1.15	パラペット壁寸法表	7-27
表 7.1.16	堤防盛土のために購入・混合が必要な砂利(20~40mm)の比率	7-29
表 7.1.17	各区間の解析断面	7-31
表 7.1.18	常時及び地震時の円弧すべり解析結果(L5+400)	7-31
表 7.1.19	常時及び地震時の円弧すべり解析結果(L5+780)	7-32
表 7.1.20	常時及び地震時の円弧すべり解析結果(L6+340)	7-32
表 7.1.21	常時及び地震時の円弧すべり解析結果(L7+820)	7-33
表 7.1.22	常時及び地震時の円弧すべり解析結果(R6+060)	7-33
表 7.1.23	常時及び地震時の円弧すべり解析結果(R10+960)	7-34
表 7.1.24	各区間の解析断面	7-34
表 7.1.25	法覆工形式の評価	7-38
表 7.1.26	管理用通路舗装諸元	7-42

表 7.1.27	階段工一覧	7-44
表 7.1.28	ブロック積み擁壁寸法表	7-45
表 7.2.1	新設排水管諸元	7-48
表 7.2.2	マンホール各部材の鉄筋かぶり	7-50
表 7.2.3	マンホール部材の最低厚さ	7-50
表 7.2.4	マンホール構造計算タイプの集約(1/2)	7-52
表 7.2.5	マンホール構造計算タイプの集約(2/2)	7-53
表 7.2.6	各部材の解析モデル方針	7-54
表 7.2.7	部材毎の解析方針	7-55
表 7.2.8	計算結果および各部材の諸元	7-56
表 7.2.9	浮き上がりに対する照査結果	7-57
表 7.2.10	地盤支持力の照査結果	7-58
表 7.2.11	各樋門の計画諸元	7-58
表 7.2.12	各タイプの樋門形状と代表断面	7-59
表 7.2.13	樋門計算に使用する土質定数	7-62
表 7.2.14	各圧密試験結果を適用する区間および地層	7-62
表 7.2.15	残留沈下量の照査	7-68
表 7.2.16	クリープ比	7-69
表 7.2.17	浸透経路長の計算結果	7-70
表 7.2.18	可とう継手の選定結果	7-71
表 7.2.19	可とう矢板の変形能力	7-71
表 7.2.20	函体の設計条件	7-72
表 7.2.21	函体縦方向の計算により決定する配筋諸元	7-73
表 7.2.22	函体横方向の計算により決定する配筋諸元	7-74
表 7.2.23	川表胸壁の配筋諸元一覧	7-76
表 7.2.24	川裏胸壁の配筋諸元一覧	7-76
表 7.3.1	MCGS 構造設計条件一覧	7-80
表 7.3.2	MCGS 堰の基本諸元	7-80
表 7.3.3	安全率	7-83
表 7.3.4	土質定数	7-83
表 7.3.5	MCGS堰設計水位一覧	7-84
表 7.3.6	施工条件	7-84
表 7.3.7	荷重ケース(端部堰柱(1号))	7-85
表 7.3.8	荷重ケース(中央堰柱(2号)+端部堰柱(3号))	7-85
表 7.3.9	設計水位一覧表	7-85
表 7.3.10	端部堰柱 荷重集計一覧表	7-86
表 7.3.11	端部堰柱(流水方向) 安定計算結果	7-86
表 7.3.12	端部堰柱(流水直角方向) 安定計算結果	7-87
表 7.3.13	基礎の形状係数	7-88

表 7.3.14	橋軸方向	7-89
表 7.3.15	橋軸直角方向	7-90
表 7.3.16	安定計算結果(橋軸方向)	7-90
表 7.3.17	安定計算結果(橋軸直角方向)	7-90
表 7.3.18	安定計算結果(橋軸方向)	7-91
表 7.3.19	安定計算結果(橋軸直角方向)	7-91
表 7.3.20	中央堰柱+端部堰柱 荷重集計一覧表	7-91
表 7.3.21	中央堰柱+端部堰柱(流水方向) 安定計算結果	7-92
表 7.3.22	端部堰柱(流水直角方向) 安定計算結果	7-92
表 7.3.23	橋軸方向	7-93
表 7.3.24	橋軸直角方向	7-93
表 7.3.25	安定計算結果(橋軸方向)	7-93
表 7.3.26	安定計算結果(橋軸直角方向)	7-94
表 7.3.27	安定計算結果(橋軸方向)	7-94
表 7.3.28	安定計算結果(橋軸直角方向)	7-94
表 7.3.29	荷重ケース	7-96
表 7.3.30	設計水位一覧表	7-97
表 7.3.31	転倒 安定計算結果	7-98
表 7.3.32	偏心量 荷重条件(逆 T 擁壁)	7-98
表 7.3.33	偏心量 荷重条件(L型擁壁)	7-99
表 7.3.34	滑動 安定計算結果	7-99
表 7.3.35	地盤反力の計算	7-100
表 7.3.36	許容支持力	7-101
表 7.3.37	最大地盤反力度に対する照査	7-101
表 7.3.38	鉛直支持率に対する照査	7-102
表 7.3.39	MCGS 構造設計条件一覧	7-102
表 7.3.40	端部堰柱、底版 荷重集計一覧表	7-104
表 7.3.41	地盤反力	7-104
表 7.3.42	底版の応力計算	7-105
表 7.3.43	1号堰柱の応力計算(流水直角方向)	7-106
表 7.3.44	端部堰柱、底版 荷重集計一覧表	7-107
表 7.3.45	1 号門柱の応力計算(流水方向)	7-107
表 7.3.46	1 号門柱の応力計算(流直角方向)	7-108
表 7.3.47	1号操作台の応力計算	7-108
表 7.3.48	1号操作台張出部の応力計算	7-109
表 7.3.49	端部堰柱、底版 荷重集計一覧表	7-115
表 7.3.50	地盤反力	7-115
表 7.3.51	2号、3号底版の応力計算	7-115
表 7.3.52	2号、3号ゲート部底版の応力計算	7-116

表 7.3.53	3 号背面底版(上側引張)の応力計算	
表 7.3.54	2号、3号堰柱の応力計算(流水直角方向)	
表 7.3.55	端部堰柱、底版 荷重集計一覧表	
表 7.3.56	2 号門柱の応力計算(流水方向)	
表 7.3.57	3 号門柱の応力計算(流水方向)	
表 7.3.58	2号・3号門柱の応力計算(流水直角方向)	
表 7.3.59	2 号操作台の応力計算	
表 7.3.60	3 号操作台の応力計算	
表 7.3.61	2 号・3 号操作台張出部の応力計算	
表 7.3.62	胸壁の応力計算	
表 7.3.63	胸壁の応力計算	
表 7.3.64	胸壁の応力計算	
表 7.3.65	上流側水叩き 荷重集計一覧表	
表 7.3.66	地盤反力	
表 7.3.67	上流水叩きの応力計算 (流水直角方向)	
表 7.3.68	上流水叩きの応力計算 (流水方向)	
表 7.3.69	下流側水叩き1 荷重集計一覧表	
表 7.3.70	地盤反力	
表 7.3.71	下流水叩き1の応力計算 (流水直角方向 L=17.0m)	
表 7.3.72	下流水叩き1の応力計算 (流水直角方向 L=16.3m)	
表 7.3.73	下流水叩き1の応力計算 (流水方向)	
表 7.3.74	シル部の応力計算	
表 7.3.75	下流側水叩き 2 荷重集計一覧表	
表 7.3.76	地盤反力	
表 7.3.77	下流水叩き2の応力計算 (流水直角方向)	
表 7.3.78	下流水叩き2の応力計算 (流水方向)	
表 7.3.79	参考図書	
表 7.3.80	耐震性能	
表 7.3.81	水位条件(L2 地震時)	
表 7.3.82	地盤の特性値	
表 7.3.83	地盤特性値 T _G の算定(DD-BH-G04)	
表 7.3.84	考慮する荷重	
表 7.3.85	自重一覧	
表 7.3.86	静水圧算定結果	
表 7.3.87	静水圧算定結果	
表 7.3.88	曲げ破壊型と判定された鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率を算出する場合の	の安全係
	数	
表 7.3.89	等価重量算出係数 Cp	
表 7.3.90	許容残留変位算定結果(1号ゲート)	

表 7.3.91	許容残留変位算定結果(2号ゲート)	. 7-223
表 7.3.92	設計水平震度算定結果	. 7-224
表 7.3.93	地震時保有水平耐力法による照査結果(1号門柱・堰柱、水流方向)	. 7-225
表 7.3.94	地震時保有水平耐力法による照査結果(1号門柱・堰柱、水流直角方向)	. 7-225
表 7.3.95	地震時保有水平耐力法による照査結果(2号門柱・堰柱、水流方向)	. 7-226
表 7.3.96	地震時保有水平耐力法による照査結果(2号門柱・堰柱、水流直角方向)	. 7-226
表 7.3.97	地震時保有水平耐力法による照査結果(3号門柱・堰柱、水流方向)	. 7-227
表 7.3.98	地震時保有水平耐力法による照査結果(3号門柱・堰柱、水流直角方向)	. 7-227
表 7.3.99	下流側取付擁壁 検討ケース一覧	. 7-291
表 7.3.100	No.1 ゲートの計算結果(1)	. 7-320
表 7.3.101	No.1 ゲートの計算結果(2)	. 7-321
表 7.3.102	No.1 ゲート戸当りの計算結果	. 7-321
表 7.3.103	No.2 ゲートの計算結果	. 7-323
表 7.3.104	No.2 ゲート戸当りの計算結果	. 7-324
表 7.3.105	上流側予備ゲートの計算結果	. 7-325
表 7.3.106	下流側予備ゲートの計算結果	. 7-327
表 7.3.107	No.1 ゲート開閉装置の計算結果	. 7-329
表 7.3.108	No.2 ゲート開閉装置の計算結果	. 7-331
表 7.3.109	操作室内構成機器	. 7-333
表 7.3.110	設計条件一覧	. 7-339
表 7.3.111	水位計機種別 特性・適用性一覧表	. 7-345
表 7.3.112	水位計設置候補地の検討(MCGS上流)	. 7-348
表 7.3.113	水位計設置候補地の検討(MCGS下流)	. 7-349
表 7.3.114	水位観測方式の選定	. 7-350
表 7.3.115	モータサイレンの種類	. 7-351
表 7.3.116	インバータサイレンの種類	. 7-352
表 7.3.117	サイレンの容量	. 7-352
表 7.3.118	モータサイレン 参考価格(千円)	. 7-353
表 7.3.119	インバータサイレン 参考価格(千円)	. 7-353
表 7.3.120	モータサイレンとインバータサイレンの比較	. 7-354
表 7.3.121	サイレンと音達距離(標準値)	. 7-356
表 7.3.122	周囲雑音レベルの目安	. 7-356
表 7.3.123	サイレンと音達距離	. 7-357
表 7.3.124	スピーカーの出力音圧レベル(1m 値)	. 7-358
表 7.3.125	スピーカーの出力音圧レベル(1m 値)	. 7-359
表 7.3.126	操作設備の比較	. 7-362
表 7.3.127	警報設備の配置(MCGS)	. 7-363
表 7.3.128	監視対象	. 7-369
表 7.3.129	国土交通省 CCTV カメラ設備機器仕様書(案)カメラ一覧	. 7-370

表 7.3.130	明るさについての目安	. 7-371
表 7.3.131	IP カメラ装置の比較	.7-372
表 7.3.132	警監視設備の配置(MCGS)	.7-372
表 7.3.133	管理項目一覧(MCGS)	.7-376
表 7.3.134	管理項目一覧(Cainta)	. 7-377
表 7.3.135	管理項目一覧(Taytay)	.7-378
表 7.3.136	操作項目及び制御信号	. 7-379
表 7.3.137	ゲート状態及び運転表示項目,監視信号	. 7-379
表 7.3.138	ゲート故障表示項目及び監視信号	. 7-379
表 7.3.139	管理設備において具備すべき管理機能	. 7-380
表 7.3.140	警報判定条件	. 7-381
表 7.3.141	各データのオンライン保存期間	.7-382
表 7.3.142	伝送帯域の推定	. 7-384
表 7.3.143	管路選定基準表	. 7-384
表 7.3.144	硬質塩化ビニル管(PV)の標準寸法	. 7-386
表 7.3.145	波付硬質ポリエチレン管(FEP)の標準寸法	. 7-386
表 7.3.146	管路標準埋設深さ	. 7-388
表 7.3.147	他の埋設物との離隔距離(単位:cm)	. 7-389
表 7.3.148	電圧の種類	. 7-389
表 7.3.149	支持間隔(硬質塩化ビニル管の例)	. 7-393
表 7.3.150	伝送経路	. 7-398
表 7.3.151	管路仕様	. 7-401
表 7.3.152	管路仕様	. 7-402
表 7.3.153	管路仕様	. 7-403
表 7.3.154	管路仕様	. 7-405
表 7.3.155	管路仕様	. 7-407
表 7.3.156	管路仕様	. 7-409
表 7.3.157	管路仕様	.7-410
表 7.3.158	管路仕様	.7-411
表 7.3.159	L3-SW 標準仕様 比較	.7-413
表 7.3.160	L2-SW 標準仕様 比較	. 7-414
表 7.3.161	L3-SWの機種選定	. 7-415
表 7.3.162	台風オンドイ来襲時における停電状況	. 7-420
表 7.3.163	負荷一覧表	. 7-421
表 7.3.164	発電機計算結果	. 7-422
表 7.3.165	直近上位の発電機容量および原動機出力	. 7-422
表 7.3.166	発電機規約効率表	. 7-422
表 7.3.167	発電機の基本条件	. 7-423
表 7.3.168	原動機の基本条件	. 7-423

表 7.3.169	・ ディーゼル機関とガスタービンの比較	7-424
表 7.3.170) ラジエータファンによる換気量	7-428
表 7.3.171	換気量計算結果	7-429
表 7.3.172	2 燃料消費率(単位:g/kWh)	7-430
表 7.3.173	燃料の比重	7-430
表 7.3.174	可燃性液体種別・容量と建屋との離隔	7-431
表 7.3.175	6 機器間の保有距離	7-433
表 7.3.176	- 発電機寸法および基礎寸法	7-434
表 7.3.177	/ 表示内容及び項目	7-435
表 7.4.1	液状化判定対象層の整理	7-447
表 7.4.2	液状化判定結果一覧表(L1 地震動)	7-450
表 7.4.3	液状化判定結果(DD-BH-C01、L1 地震動)	7-451
表 7.4.4	液状化判定結果(DD-BH-C02、L1 地震動)	7-452
表 7.4.5	液状化判定結果(DD-BH-C03、L1 地震動)	7-453
表 7.4.6	液状化判定結果一覧表(L2 地震動)	7-454
表 7.4.7	液状化判定結果(DD-BH-C01、L2 地震動)	7-455
表 7.4.8	液状化判定結果(DD-BH-C02、L2 地震動)	7-456
表 7.4.9	液状化判定結果(DD-BH-C03、L2 地震動)	7-457
表 7.4.10	杭基礎の配置検討における照査項目	7-460
表 7.4.11	鋼管杭の許容応力(N/mm ²)	7-460
表 7.4.12	打撃工法に用いる鋼管杭の径と板厚の範囲	7-461
表 7.4.13	周面摩擦力度	7-462
表 7.4.14	安全率	7-462
表 7.4.15	杭の許容変位量	7-464
表 7.4.16	杭配置の経済性比較一覧表(1/2)	7-465
表 7.4.17	杭配置の経済性比較一覧表(2/2)	7-466
表 7.4.18	土質定数一覧(DD-BH-C03)	7-470
表 7.4.19	荷重ケース一覧表(常時・L1 地震時・施工時)	7-471
表 7.4.20	中央堰柱安定計算結果一覧表(水流直角方向)	7-471
表 7.4.21	中央堰柱安定計算結果一覧表(水流方向)	7-471
表 7.4.22	中央堰柱杭基礎計算結果(水流直角方向)	7-473
表 7.4.23	中央堰柱杭基礎計算結果(水流方向 1/2)	7-474
表 7.4.24	中央堰柱杭基礎計算結果(水流方向 2/2)	7-475
表 7.4.25	中央堰柱仮想鉄筋コンクリート断面の照査(水流直角方向)	7-476
表 7.4.26	中央堰柱仮想鉄筋コンクリート断面の照査(水流方向)	7-476
表 7.4.27	土質定数一覧(DD-BH-C03)	7-480
表 7.4.28	荷重ケース一覧表(常時・L1 地震時・施工時)	7-481
表 7.4.29	端部堰柱安定計算結果一覧表(水流直角方向)	7-481
表 7.4.30	端部堰柱安定計算結果一覧表(水流方向)	7-482

表 7.4.31	端部堰柱杭基礎計算結果(水流直角方向)	
表 7.4.32	端部堰柱杭基礎基礎計算結果(水流方向 1/2)	
表 7.4.33	端部堰柱杭基礎基礎計算結果(水流方向 2/2)	
表 7.4.34	端部堰柱仮想鉄筋コンクリート断面の照査(水流直角方向)	
表 7.4.35	端部堰柱仮想鉄筋コンクリート断面の照査(水流方向)	
表 7.4.36	荷重ケース一覧表	
表 7.4.37	戸当り床版杭基礎計算結果(水流直角方向)	
表 7.4.38	戸当り床版杭基礎計算結果(水流方向)	
表 7.4.39	土質定数一覧(DD-BH-C03)	
表 7.4.40	荷重ケース一覧表(常時・L1 地震時・施工時)	
表 7.4.41	下流側翼壁杭基礎計算結果(杭頭水辺変位)	
表 7.4.42	下流側翼壁高最高部杭基礎計算結果(安定計算)	
表 7.4.43	下流側翼壁高最高部杭基礎計算結果(杭体応力)	
表 7.4.44	下流側翼壁高最高部杭基礎計算結果(せん断応力)	
表 7.4.45	下流側翼壁高最高部杭基礎計算結果(杭頭補強)	
表 7.4.46	下流側翼壁高最低部杭基礎計算結果(安定計算)	
表 7.4.47	下流側翼壁高最低部杭基礎計算結果(杭体応力)	
表 7.4.48	下流側翼壁高最低部杭基礎計算結果(せん断応力)	
表 7.4.49	下流側翼壁高最低部杭基礎計算結果(杭頭補強)	
表 7.4.50	下流側翼壁先端L型部杭基礎計算結果(安定計算)	
表 7.4.51	下流側翼壁先端L型部杭基礎計算結果(杭体応力)	
表 7.4.52	下流側翼壁先端L型部杭基礎計算結果(せん断応力)	
表 7.4.53	下流側翼壁先端L型部杭基礎計算結果(杭頭補強)	
表 7.4.54	土質定数一覧(DD-BH-C03)	
表 7.4.55	荷重ケース一覧表(常時・L1 地震時・施工時)	
表 7.4.56	上流側左岸翼壁水流直角方向杭基礎計算結果(安定計算)	
表 7.4.57	上流側左岸翼壁水流直角方向杭基礎計算結果(杭体応力)	
表 7.4.58	上流側左岸翼壁水流直角方向杭基礎計算結果(せん断応力)	
表 7.4.59	上流側左岸翼壁水流直角方向杭基礎計算結果(杭頭補強)	
表 7.4.60	上流側左岸翼壁逆 T 部杭基礎計算結果(安定計算)	
表 7.4.61	上流側左岸翼壁逆 T 部杭基礎計算結果(杭体応力)	
表 7.4.62	上流側左岸翼壁壁高最低部杭基礎計算結果(せん断応力)	
表 7.4.63	上流側左岸翼壁逆 T 部杭基礎計算結果(杭頭補強)	
表 7.4.64	上流側左岸翼壁先端L型部杭基礎計算結果(安定計算)	
表 7.4.65	上流側左岸翼壁L型部杭基礎計算結果(杭体応力)	
表 7.4.66	上流側左岸翼壁L型部杭基礎計算結果(せん断応力)	
表 7.4.67	上流側左岸翼壁L型部杭基礎計算結果(杭頭補強)	
表 7.4.68	土質定数一覧(DD-BH-C03)	
表 7.4.69	荷重ケース一覧表(常時・L1 地震時・施工時)	

表 7.4.70	上流側右岸翼壁水流直角方向杭基礎計算結果(安定計算)	
表 7.4.71	上流側右岸翼壁水流直角方向杭基礎計算結果(杭体応力)	
表 7.4.72	上流側右岸翼壁水流直角方向杭基礎計算結果(せん断応力)	
表 7.4.73	上流側右岸翼壁水流直角方向杭基礎計算結果(杭頭補強)	
表 7.4.74	上流側右岸翼壁水流方向杭基礎計算結果(安定計算)	
表 7.4.75	上流側右岸翼壁水流方向杭基礎計算結果(杭体応力)	
表 7.4.76	上流側右岸翼壁水流方向杭基礎計算結果(せん断応力)	
表 7.4.77	上流側右岸翼壁水流方向基礎計算結果(杭頭補強)	
表 7.4.78	荷重ケース一覧表	
表 7.4.79	下流側水叩き工中央杭基礎計算結果(水流直角方向 1/2)	
表 7.4.80	下流側水叩き工中央杭基礎計算結果(水流直角方向 2/2)	
表 7.4.81	下流側水叩き工左右岸杭基礎計算結果(水流直角方向)	
表 7.4.82	荷重ケース一覧表	
表 7.4.83	上流側水叩き工中央杭基礎計算結果(水流直角方向)	
表 7.4.84	上流側水叩き工左岸杭基礎計算結果(水流直角方向)	
表 7.4.85	上流側水叩き工右岸杭基礎計算結果(水流直角方向)	
表 7.4.86	荷重ケース一覧表(常時・L1 地震時・施工時)	
表 7.4.87	設計水位一覧表	
表 7.4.88	水位条件 A (常時)	
表 7.4.89	水位条件 B(Manggahan 放水路 DFL 時)	
表 7.4.90	水位条件 C(地震時)	
表 7.4.91	水位条件 D(左岸施工時)	
表 7.4.92	水位条件 E(右岸施工時)	
表 7.4.93	水位条件 F(Cainta 川 DFL 時)	
表 7.4.94	中央堰柱安定計算結果一覧表(水流直角方向)	
表 7.4.95	中央堰柱安定計算結果一覧表(水流方向)	
表 7.4.96	端部堰柱安定計算結果一覧表(水流直角方向)	
表 7.4.97	端部堰柱安定計算結果一覧表(水流方向)	
表 7.4.98	Cainta 水門 設計条件一覧	
表 7.4.99	中央堰柱底版任意荷重	
表 7.4.100	中央堰柱底版曲げ応力度照査結果一覧	
表 7.4.101	中央堰柱底版せん断応力度照査結果一覧(左張り出し部)	
表 7.4.102	中央堰柱底版せん断応力度照査結果一覧(右張り出し部)	
表 7.4.103	中央堰柱構造計算結果	
表 7.4.104	中央堰柱堰柱基部断面力(水流直角方向)	
表 7.4.105	中央堰柱部計算結果一覧	
表 7.4.106	中央堰柱 門柱荷重ケース(水流直角方向)	
表 7.4.107	中央堰柱 門柱荷重ケース(水流方向)	
表 7.4.108	中央堰柱門柱曲げ応力度照査結果(水流方向)	

表 7.4.109	中央堰柱門柱せん断応力度照査結果(水流方向)	
表 7.4.110	中央堰柱門柱曲げ応力度照査結果(水流直角方向)	
表 7.4.111	中央堰柱門柱せん断応力度照査結果(水流直角方向)	
表 7.4.112	中央堰柱門柱曲げ応力度照査結果(水流方向)	
表 7.4.113	中央堰柱操作台せん断応力度照査結果(水流方向)	
表 7.4.114	中央堰柱門柱曲げ応力度照査結果(水流直角方向)	
表 7.4.115	中央堰柱操作台部せん断応力度照査結果(水流直角方向)	
表 7.4.116	端部堰柱底版任意荷重	
表 7.4.117	端部堰柱底版かかと版照査結果一覧	
表 7.4.118	端部堰柱底版つま先版照査結果一覧	
表 7.4.119	端部堰柱構造計算結果	
表 7.4.120	端部堰柱 堰柱基部断面力(水流直角方向)	
表 7.4.121	端部堰柱部計算結果一覧	
表 7.4.122	端部堰柱 門柱荷重ケース(水流直角方向)	
表 7.4.123	端部堰柱 門柱荷重ケース(水流方向)	
表 7.4.124	端部門柱曲げ応力度照査結果(水流方向)	
表 7.4.125	端部門柱せん断応力度照査結果(水流方向)	
表 7.4.126	端部門柱曲げ応力度照査結果(水流直角方向)	
表 7.4.127	端部門柱せん断応力度照査結果(水流直角方向)	
表 7.4.128	端部操作台曲げ応力度照査結果(水流方向)	
表 7.4.129	端部操作台せん断応力度照査結果(水流方向)	
表 7.4.130	端部操作台部曲げ応力度照査結果(水流直角方向)	
表 7.4.131	端部操作台部せん断応力度照査結果(水流直角方向)	
表 7.4.132	端部胸壁部計算結果一覧	
表 7.4.133	端部上流側胸壁部計せん断補強鉄筋必要量	
表 7.4.134	端部上流側胸壁部せん断補強鉄筋必要範囲	
表 7.4.135	端部下流側胸壁部計算結果一覧	
表 7.4.136	荷重ケース一覧表	
表 7.4.137	戸当たり床版曲げ応力度照査結果一覧(水流方向)	
表 7.4.138	戸当たり床版曲げ応力度照査結果一覧(水流直角方向)	
表 7.4.139	荷重ケース一覧表(常時・L1 地震時・施工時)	
表 7.4.140	下流側翼壁高最高部曲げ照査結果(竪壁基部)	
表 7.4.141	下流側翼壁高最高部せん断照査結果(竪壁基部)	
表 7.4.142	下流側翼壁高最高部曲げ照査結果(つま先版)	
表 7.4.143	下流側翼壁高最高部せん断照査結果(つま先版 1/2H 位置)	
表 7.4.144	下流側翼壁高最高部せん断照査結果(つま先版杭位置)	
表 7.4.145	下流側翼壁高最高部せん断補強鉄筋	
表 7.4.146	下流側翼壁高最後部曲げ照査結果(かかと版)	
表 7.4.147	下流側翼壁高最後部せん断照査結果(かかと版 1/2H 位置)	

表 7.4.148	下流側翼壁高最後部せん断照査結果(かかと版杭位置)	7-594
表 7.4.149	下流側翼壁高最低部曲げ照査結果(竪壁基部)	7-594
表 7.4.150	下流側翼壁高最低部せん断照査結果(竪壁基部)	7-594
表 7.4.151	下流側翼壁高最低部曲げ照査結果(つま先版)	7-595
表 7.4.152	下流側翼壁高最低部せん断照査結果(つま先版 1/2H 位置)	7-595
表 7.4.153	下流側翼壁高最低部せん断照査結果(つま先版杭位置)	7-595
表 7.4.154	下流側翼壁高最低部曲げ照査結果(かかと版)	7-595
表 7.4.155	下流側翼壁高最低部せん断照査結果(かかと版 1/2H 位置)	7-596
表 7.4.156	下流側翼壁高最低部せん断照査結果(かかと版杭位置)	7-596
表 7.4.157	下流側翼L型部曲げ照査結果(竪壁基部)	7-596
表 7.4.158	下流側翼L型部せん断照査結果(竪壁基部)	7-596
表 7.4.159	下流側翼L型部曲げ照査結果(かかと版)	7-597
表 7.4.160	下流側翼L型部せん断照査結果(かかと版1/2H位置)	7-597
表 7.4.161	下流側翼L型部せん断照査結果(かかと版杭位置)	7-597
表 7.4.162	荷重ケースー覧表(常時・L1 地震時・施工時)	7-600
表 7.4.163	上流側左岸翼壁高最高部曲げ照査結果(竪壁基部)	7-601
表 7.4.164	上流側左岸翼壁高最高部せん断照査結果(竪壁基部)	7-601
表 7.4.165	上流側左岸翼壁高最高部曲げ照査結果(つま先版)	7-601
表 7.4.166	上流側左岸翼壁高最高部せん断照査結果(つま先版 1/2H 位置)	7-601
表 7.4.167	上流側左岸翼壁高最高部せん断照査結果(つま先版杭位置)	7-602
表 7.4.168	上流側左岸翼壁高最高部せん断補強鉄筋(つま先版)	7-602
表 7.4.169	上流側左岸翼壁高最後部曲げ照査結果(かかと版)	7-603
表 7.4.170	上流側左岸翼壁高最後部せん断照査結果(かかと版 1/2H 位置)	7-603
表 7.4.171	上流側左岸翼壁高最高部せん断補強鉄筋(つま先版)	7-603
表 7.4.172	上流側左岸翼壁高最後部せん断照査結果(かかと版杭位置1)	7-604
表 7.4.173	上流側左岸翼壁高最後部せん断照査結果(かかと版杭位置2)	7-604
表 7.4.174	上流側左岸翼L型部曲げ照査結果(竪壁基部)	7-604
表 7.4.175	上流側左岸翼L型部せん断照査結果(竪壁基部)	7-604
表 7.4.176	上流側左岸翼L型部曲げ照査結果(かかと版)	7-605
表 7.4.177	上流側左岸翼L型部せん断照査結果(かかと版1/2H位置)	7-605
表 7.4.178	上流側左岸翼L型部せん断照査結果(かかと版杭位置)	7-605
表 7.4.179	荷重ケースー覧表(常時・L1 地震時・施工時)	7-608
表 7.4.180	上流側右岸翼壁逆T部曲げ照査結果(竪壁基部)	7-610
表 7.4.181	上流側右岸翼壁逆T部せん断照査結果(竪壁基部)	7-610
表 7.4.182	上流側右岸翼壁逆 T 部曲げ照査結果(つま先版)	7-610
表 7.4.183	上流側右岸翼壁逆 T 部せん断照査結果(つま先版 1/2H 位置)	7-610
表 7.4.184	上流側右岸翼壁逆 T 部部曲げ照査結果(かかと版)	7-611
表 7.4.185	上流側右岸翼壁逆 T 部部せん断照査結果(かかと版 1/2H 位置)	7-611
表 7.4.186	上流側右岸翼壁逆 T 部部せん断照査結果(かかと版杭位置 2)	7-611

表 7.4.187	上流側右岸翼壁L型部曲げ照査結果(竪壁基部)	
表 7.4.188	上流側右岸翼壁 L 型部せん断照査結果(竪壁基部)	
表 7.4.189	上流側右岸翼壁 L 型部曲げ照査結果(かかと版)	
表 7.4.190	上流側右岸翼壁 L 型部せん断照査結果(かかと版 1/2H 位置)	
表 7.4.191	上流側右岸翼壁L型部せん断照査結果(かかと版杭位置)	
表 7.4.192	荷重ケース一覧表	
表 7.4.193	下流側中央水叩き工曲げ応力度照査結果一覧表	
表 7.4.194	下流側左右岸水叩き工曲げ応力度照査結果一覧表	7-617
表 7.4.195	荷重ケース一覧表	
表 7.4.196	上流側中央水叩き工曲げ応力度照査結果一覧表	
表 7.4.197	上流側左岸水叩き工曲げ応力度照査結果一覧表	
表 7.4.198	上流側右岸水叩き工曲げ応力度照査結果一覧表	
表 7.4.199	参考図書	
表 7.4.200	耐震性能	
表 7.4.201	水位条件(L2 地震時)	
表 7.4.202	荷重ケース一覧表(常時・L1 地震時・施工時)	
表 7.4.203	地盤種別算定結果	
表 7.4.204	地震時動水圧算定結果	
表 7.4.205	端堰柱固有解析結果	
表 7.4.206	中間堰柱固有値解析結果	
表 7.4.207	せん断耐力算定結果	
表 7.4.208	曲げ破壊型と判定された鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率を算出する場	合の安全係
	数	7-654
表 7.4.209	等価重量算出係数 Cp	7-654
表 7.4.210	許容残留変位算定結果	7-655
表 7.4.211	設計水平震度算定結果	7-657
表 7.4.212	地震時保有水平耐力法による照査結果(端堰柱部・水流方向)	
表 7.4.213	地震時保有水平耐力法による照査結果(端堰柱部・水流直角方向)	7-659
表 7.4.214	地震時保有水平耐力法による照査結果(中央堰柱・水流方向)	
表 7.4.215	地震時保有水平耐力法による照査結果(中央堰柱・水流直角方向)	
表 7.4.216	土質定数一覧	
表 7.4.217	水流方向安定計算結果(端部堰柱)	
表 7.4.218	水流方向における部材の照査結果(端部堰柱)	7-666
表 7.4.219	水流直角方向安定計算結果(端部堰柱)	7-667
表 7.4.220	水流直角方向における部材の照査(端部堰柱)	7-667
表 7.4.221	土質定数一覧	7-670
表 7.4.222	水流方向安定計算結果(中央堰柱)	7-670
表 7.4.223	水流方向における部材の照査結果(中央堰柱)	
表 7.4.224	水流直角方向安定計算結果	

表 7.4.225	水流直角方向における部材の照査	7-671
表 7.4.226	発電機敷地擁壁設計条件一覧	7-688
表 7.4.227	発電機棟建屋重量の算定	7-689
表 7.4.228	発電機棟敷地擁壁の構造諸元	7-690
表 7.4.229	坂路工(Cainta 川右岸側)の諸元	7-691
表 7.4.230	坂路工(Cainta 川左岸側)の諸元	7-692
表 7.4.231	排水施設計画条件一覧	7-693
表 7.4.232	排水施設一覧	7-693
表 7.4.233	流出量算定結果	7-694
表 7.4.234	流下能力算定結果	7-695
表 7.4.235	ゲートの計算結果	7-703
表 7.4.236	戸当りの計算結果	7-704
表 7.4.237	予備ゲートの計算結果	7-705
表 7.4.238	開閉装置の計算結果	7-706
表 7.4.239	操作室内構成機器	7-708
表 7.4.240	設計条件一覧	7-712
表 7.4.241	水位計設置候補地の検討(Cainta 水門上流:内水)	7-714
表 7.4.242	水位計設置候補地の検討(Cainta 水門下流:外水)	7-714
表 7.4.243	サイレンと音達距離(標準値)	7-715
表 7.4.244	スピーカーの出力音圧レベル(1m 値)	7-716
表 7.4.245	警報設備の配置(MCGS)	7-717
表 7.4.246	監視対象	7-718
表 7.4.247	警監視設備の配置(Cainta 水門)	7-718
表 7.4.248	負荷一覧表	7-720
表 7.4.249	発電機計算結果	7-721
表 7.4.250	直近上位の発電機容量および原動機出力	7-721
表 7.4.251	発電機規約効率表	7-721
表 7.4.252	発電機の基本条件	7-722
表 7.4.253	原動機の基本条件	7-722
表 7.4.254	ディーゼル機関とガスタービンの比較	7-722
表 7.4.255	ラジエータファンによる換気量	7-726
表 7.4.256	換気量計算結果	7-727
表 7.4.257	燃料消費率(単位:g/kWh)	7-728
表 7.4.258	燃料の比重	7-728
表 7.4.259	可燃性液体種別・容量と建屋との離隔	7-729
表 7.4.260	機器間の保有距離	7-731
表 7.4.261	発電機寸法および基礎寸法	7-732
表 7.4.262	表示内容及び項目	7-733
表 7.5.1	Γ aytay 樋門の主要寸法	7-734

表 7.5.2	Taytay 樋門 設計条件一覧	7-743
表 7.5.3	Taytay 樋門の基本諸元	. 7-744
表 7.5.4	安全率	7-746
表 7.5.5	函体横方向の荷重組み合わせ	7-746
表 7.5.6	函体縦方向の荷重組み合わせ	7-747
表 7.5.7	横方向の荷重の組み合わせ	7-747
表 7.5.8	樋門建屋の荷重	7-748
表 7.5.9	操作室重量一覧	7-748
表 7.5.10	ゲート設備の荷重	7-749
表 7.5.11	警備小屋の上部重量	7-749
表 7.5.12	土質定数	7-750
表 7.5.13	Taytay 樋門 設計水位一覧	7-750
表 7.5.14	Manggahan 放水路の水位	7-750
表 7.5.15	施工条件	7-751
表 7.5.16	换算変形係数計算表	
表 7.5.17	計算ケース一覧(常時、L1 地震時)	7-760
表 7.5.18	設計水位一覧	7-761
表 7.5.19	荷重集計結果	
表 7.5.20	安定照查結果一覧	7-763
表 7.5.21	計算ケース	7-768
表 7.5.22	曲げ応力度(1)	7-769
表 7.5.23	曲げ応力度(2)	7-770
表 7.5.24	せん断応力度	7-771
表 7.5.25	計算ケース	7-773
表 7.5.26	縦方向の計算に関する水位条件	7-774
表 7.5.27	基礎地盤の支持力照査(ケース 3)	7-779
表 7.5.28	横方向の荷重の組み合わせ	7-781
表 7.5.29	常時換算断面力	
表 7.5.30	常時 応力度	7-801
表 7.5.31	常時 せん断応力度	7-801
表 7.5.32	地震時 曲げ応力度	
表 7.5.33	地震時 せん断応力度	
表 7.5.34	常時 曲げ応力度	
表 7.5.35	常時 せん断応力度	
表 7.5.36	地震時 曲げ応力度	7-804
表 7.5.37	地震時 せん断応力度	7-804
表 7.5.38	常時 曲げ応力度	7-805
表 7.5.39	常時 せん断応力度	7-805
表 7.5.40	地震時 曲げ応力度	7-806

表 7.5.41	地震時 せん断応力度	7-806
表 7.5.42	翼壁寸法図	7-808
表 7.5.43	安定計算照查項目一覧表	7-809
表 7.5.44	部材断面計算ケース一覧表	7-810
表 7.5.45	常時: 側壁下端(外側) 曲げ応力度	7-811
表 7.5.46	常時:側壁下端(外側) せん断応力度	7-812
表 7.5.47	常時:底版端部(下面)曲げ応力度	7-812
表 7.5.48	常時:底版端部(下面) せん断応力度	7-812
表 7.5.49	常時:底版支間部(上面)曲げ応力度	7-813
表 7.5.50	常時荷重	7-814
表 7.5.51	地震時荷重	7-815
表 7.5.52	荷重集計結果	7-815
表 7.5.53	転倒に対する照査結果	7-815
表 7.5.54	滑動に対する照査結果	7-815
表 7.5.55	許容支持力の照査結果	7-815
表 7.5.56	竪壁応力度照査	7-816
表 7.5.57	底版応力度照查	7-817
表 7.5.58	荷重集計結果	7-819
表 7.5.59	安定照査結果	7-819
表 7.5.60	常時荷重	7-822
表 7.5.61	地震時荷重	7-822
表 7.5.62	荷重集計結果	7-822
表 7.5.63	転倒 計算結果	7-822
表 7.5.64	滑動 計算結果	7-823
表 7.5.65	支持 計算結果	7-823
表 7.5.66	鉛直支持力の照査	7-823
表 7.5.67	たて壁・底版 曲げ応力度の照査結果	7-824
表 7.5.68	たて壁 せん断応力度の照査結果	7-824
表 7.5.69	底版 せん断応力度の照査結果	7-824
表 7.5.70	各地震動、耐震性能と適用区分	7-826
表 7.5.71	保障すべき耐震性能と耐震照査項目	7-826
表 7.5.72	基礎地盤の変形解析	7-827
表 7.5.73	耐震性能照査の手法(通常の樋門と Taytay 樋門)	7-831
表 7.5.74	土質定数	7-833
表 7.5.75	液状化判定結果	7-833
表 7.5.76	継手照査の結果	7-837
表 7.5.77	作用荷重一覧	7-838
表 7.5.78	固有値解析結果	7-838
表 7.5.79	中央柱の照査結果	7-840

表 7.5.80	端柱の照査結果	
表 7.5.81	設計水位一覧	
表 7.5.82	ゲートの計算結果	
表 7.5.83	戸当りの計算結果	
表 7.5.84	操作室内構成機器	
表 7.5.85	設計条件一覧	
表 7.5.86	水位計設置候補地の検討(Taytay 樋門上流:内水)	
表 7.5.87	水位計設置候補地の検討(Taytay 樋門下流:外水)	
表 7.5.88	スピーカーの出力音圧レベル(1m 値)	
表 7.5.89	警報設備の配置(Taytay 樋門)	
表 7.5.90	監視対象	
表 7.5.91	警監視設備の配置(Taytay 樋門)	
表 7.5.92	負荷一覧表	
表 7.5.93	発電機計算結果	
表 7.5.94	直近上位の発電機容量および原動機出力	
表 7.5.95	発電機規約効率表	
表 7.5.96	発電機の基本条件	
表 7.5.97	原動機の基本条件	
表 7.5.98	ディーゼル機関とガスタービンの比較	
表 7.5.99	ラジエータファンによる換気量	
表 7.5.10) 換気量計算結果	
表 7.5.10	Ⅰ 燃料消費率(単位:g/kWh)	
表 7.5.10	2 燃料の比重	
表 7.5.10	3 機器間の保有距離	
表 7.5.10	4 発電機寸法および基礎寸法	
表 7.5.10	5 表示内容及び項目	
表 7.6.1	床荷重の設定	
表 7.6.2	採用する各発電機の面積当たり重量(燃料を含む)	
表 7.6.3	NSCP における設計床荷重の一覧	
表 7.6.4	NSCP における設計屋根荷重の一覧	
表 7.6.5	NSCPにおける簡易法による風圧算定マトリックス	
表 7.6.6	風荷重の算出に掛かる補正係数	
表 7.6.7	静的解析による地震力算定に関する係数設定(1/2)	
表 7.6.8	静的解析による地震力算定に関する係数設定(2/2)	
表 7.6.9	埋め戻し地盤の土質定数	
表 7.6.10	給水圧の水頭換算	
表 7.6.11	口径毎の直管による水頭損失	
表 7.6.12	口径毎の水頭余裕算出	
表 7.6.13	各施設の換気・空調設備の設置方針	

表 7.6.14	MCGS 発電機棟の換気設備	7-886
表 7.6.15	MCGS 発電機棟の換気設備	7-888
表 7.6.16	用途別の必要照度	7-891
表 7.6.17	照明タイプ別の光束目安	7-892
表 7.6.18	発電機棟の照明器具個数の目安	7-892
表 8.2.1	現況河道の分派特性	8-2
表 8.2.2	実験により設定された MCGS ゲート諸元	8-2
表 8.2.3	計画河道の分派特性	8-3
表 8.2.4	施工ステップ	8-3
表 8.2.5	水位及び流況	8-4
表 9.1.1	アンケート調査実施機関(LGUs)	9-4
表 9.1.2	FMC 実施状況	. 9-14
表 9.1.3	ウェブサイトコンテンツの概要	9-18
表 9.1.4	各種情報提供・PR による事業への理解の醸成	. 9-19
表 9.1.5	洪水被害軽減に向けた情報提供	9-20
表 9.1.6	関係機関の合意形成	. 9-20
表 9.1.7	洪水被害軽減のための人材育成	9-20
表 9.1.8	各活動の実施スケジュール	. 9-21
表 9.1.9	各活動の概算費用(5年間)	9-22
表 9.2.1	Sto. Nino 地点の H-Q(2014 年)	9-25
表 9.2.2	Rosario 堰及び NHCS のゲート操作規則	9-26
表 9.2.3	Rosario 堰の流量によるゲート操作規則	9-30
表 9.2.4	Sto. Nino 地点の H-Q(フェーズ IV 完了後)	. 9-33
表 9.2.5	MCGS 及び Rosario 堰操作規則(案)(計画洪水流量まで)	. 9-35
表 9.2.6	2 基の逆流防止水門の基本操作規則(案)	. 9-36
表 9.2.7	超過洪水時における操作方法の比較検討結果	. 9-37
表 9.2.8	NHCS の基本操作規則(案)	. 9-42
表 9.2.9	Rosari 堰、MCGS、及び NHCS の操作手順の考え方	. 9-43
表 9.2.10	逆流防止水門の操作手順の考え方	. 9-48
表 9.3.1	巡視・点検の種類	. 9-55
表 9.3.2	土木・建築構造物の巡視・点検	. 9-57
表 9.3.3	機械設備の点検項目	. 9-59
表 9.3.4	電気設備の点検項目	. 9-61
表 9.3.5	通信設備の点検項目	. 9-62
表 9.3.6	土木・建築構造物の大規模修繕サイクル	. 9-64
表 9.3.7	機械設備の取替・更新サイクル	. 9-65
表 9.3.8	電気通信施設の更新サイクル	. 9-67
表 9.3.9	中長期的な保守管理資金計画	. 9-70
表 9.3.10	事業実施・管理責任者(案)	. 9-76

表 9 3 11	MMDA-FCSMOの年間予算(2019年度)	9-78
表 9.3.12	MMDA-FCSMO-EFCOS に新たに必要となる人員(事務職及び技術職)	
表 9.4.1 I	GUsへの事業説明活動等	
表 9.4.2 1	MMDA への事業説明活動等	
表 9.4.3 I	LLDA への事業説明活動等	
表 10.1.1	試料採取タイプと位置一覧表	
表 10.1.2	測定項目と適用される分析方法	
表 10.1.3	TCLP 試験の検査結果	
表 10.1.4	Elutriate 試験の検査結果	
表 10.1.5	水質試験の検査結果	
表 10.1.6	DENR の水質基準	
表 10.1.7	粒度分布試験(PSD)結果	
表 10.1.8	環境社会ベースライン概況(土砂処分候補地)	
表 10.1.9	環境社会ベースライン概況(Cainta 水門)	
表 10.1.10	環境管理計画(EMP)案(土砂処分候補地および Cainta 水門)	
表 10.1.11	樹木インベントリー調査結果(Marikina 本川沿い)	
表 10.1.12	非樹木インベントリー調査結果(Marikina 本川沿い)	
表 10.1.13	樹木インベントリー調査結果(Cainta 水門・Taytay 樋門工事部)	
表 10.1.14	非樹木インベントリー調査結果(Cainta水門・Taytay 樋門工事部)	
表 10.2.1	放水路内非正規居住者の移転費用	
表 10.2.2	Quezon 市管轄内 Marikina 川沿い ISFs の状況	
表 10.2.3	DPWH および NHA 間のフェーズ IV 事業実施分掌(案)	
表 10.2.4	移転事業計画のための基本条件	
表 10.2.5	DPWH-NHA 合同ワークショップによるマンガハン放水路内非正規住民移転事	「業必要予
	算(NHA 実施事業)	
表 10.2.6	Pasig 市によるマンガハン放水路内右岸側非正規居住者の中間選挙前までの移	転計画10-42
表 10.2.7	DPWHおよびLRA間覚書による土地登記データ購入費	
表 10.2.8	Parcellary Survey で実施すべき作業・調査	
表 11.2.1	準拠基準一覧表	11-1
表 11.3.1	堤体材料の評価(参考)	
表 11.3.2	盛土高さに対する余盛	
表 11.3.3	計画高水流量と堤防余裕高	
表 11.3.4	粒度特性	11-4
表 11.3.5	ブロック積み擁壁の寸法	11-7
表 11.3.6	フトン籠の構造仕様	11-19
表 11.3.7	用途別流出係数の標準値	
表 11.3.8	降雨ごとの係数値	
表 11.3.9	流達時間算出のための計算式	
表 11.3.10	Horton の粗度値	

表 11.3.11	粗度係数	. 11-24
表 11.3.12	樋管の構造形式とその特徴	. 11-25
表 11.3.13	継手形式とその特徴	. 11-27
表 11.3.14	樋管の内のり高	. 11-27
表 11.3.15	函体の横方向の設計に考慮する荷重の種類	. 11-32
表 11.3.16	函体の縦方向の設計に考慮する荷重の種類	. 11-32
表 11.3.17	函体の縦方向の設計に考慮する荷重の種類	. 11-37
表 11.3.18	異型コンクリートブロックの係数aおよびβの値	. 11-42
表 11.3.19	水位条件一覧	. 11-43
表 11.3.20	水叩きの安定計算のための荷重条件	. 11-46
表 11.4.1	単位重量	. 11-49
表 11.4.2	上載荷重	. 11-51
表 11.4.3	土圧作用面の壁面摩擦角	. 11-54
表 11.4.4	胸壁・翼壁に作用する土圧の区分	. 11-54
表 11.4.5	基準風速 200 km/s における風荷重の割り増し	. 11-59
表 11.4.6	許容応力の割増し	. 11-61
表 11.5.1	土圧作用面の壁面摩擦角	. 11-63
表 11.5.2	基礎の形状係数	. 11-65
表 11.5.3	周面摩擦力度	. 11-67
表 11.5.4	安全率	. 11-67
表 11.5.5	場所打ち杭の極限支持力度	. 11-69
表 11.5.6	杭の許容変位量	. 11-70
表 11.6.1	土の単位重量	. 11-71
表 11.6.2	Eo と α	. 11-72
表 11.6.3	透水係数(クレーガの表)	. 11-73
表 11.6.4	鋼矢板擁壁の断面二次モーメントおよび断面係数の有効率	. 11-74
表 11.6.5	各種鋼矢板の諸元	. 11-74
表 11.6.6	H形鋼付鋼矢板の材料特性	. 11-75
表 11.6.7	鋼矢板の強度	. 11-75
表 11.6.8	コンクリートの標準仕様基準	. 11-76
表 11.6.9	鉄筋の諸元	. 11-76
表 11.6.10	許容応力度(N/mm ²)	. 11-77
表 11.6.11	鉄筋コンクリート部材の許容応力度	. 11-77
表 11.6.12	鉄筋コンクリート部材、コンクリートクラス A の許容応力度	. 11-78
表 11.6.13	鉄筋の許容応力度(1)	. 11-78
表 11.6.14	鉄筋の許容応力度(2)	. 11-78
表 11.6.15	構造用鋼材の許容応力度	. 11-80
表 11.6.16	構造用鋼材の物性値一覧表	. 11-80
表 11.6.17	最小コンクリートかぶり	. 11-80
表 11.6.18	鉄筋のフック	11-83
-----------	--------------------------------------	-----------
表 11.6.19	配筋要領 5 パターン	11-84
表 11.6.20	鉄筋径と部位ごとの芯かぶり一覧	11-84
表 11.7.1	土質定数の低減係数 D _E	11-93
表 11.7.2	最大表面加速度の地域係数(F _{pga})	11-93
表 11.7.3	構造物直下の地盤ごとの液状化判定地震動と設計水平震度の設定方法	11-94
表 11.8.1	液状化対策方法の特徴と留意点(①液状化の発生そのものを防止する対策)	11-95
表 11.8.2	液状化対策方法の特徴と留意点(②液状化の発生は許すが、施設の被害を軽減す	る対策)11-97
表 11.8.3	堤防天端の沈下量(上限値)と地震時安全率の関係	11-99
表 11.9.1	参考図書一覧	11-106
表 11.9.2	耐震性能	11-106
表 11.9.3	基準ごとの地震外力の比較	11-107
表 11.9.4	耐震性能と限界状態	11-114
表 11.9.5	各部材の限界状態	11-114
表 11.9.6	基準ごとの耐震性能照査方法の比較	11-115
表 11.9.7	地盤種別	11-118
表 11.9.8	曲げ破壊型と判定された鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率を算出する場合の多	安全係
	数	11-122
表 11.9.9	等価重量算出係数 Cp	11-122
表 12.1.1	変換係数	12-1
表 12.1.2	変換係数(その2)	12-1
表 12.1.3	経済的費用の支払いスケジュール	12-1
表 12.1.4	維持管理費及び更新費用	
表 12.1.5	対象降雨条件	12-4
表 12.1.6	河川流モデルの条件	12-4
表 12.1.7	河道横断データ	12-5
表 12.1.8	粗度係数	12-5
表 12.1.9	河川施設	12-5
表 12.1.10	氾濫解析モデル(MIKE 21)概要	12-6
表 12.1.11	氾濫原粗度	12-8
表 12.1.12	氾濫解析ケース(フェーズ IV 事業)	12-9
表 12.1.13	確率規模別・浸水深別の浸水面積(W/o Project)	12-9
表 12.1.14	確率規模別・浸水深別の浸水面積(W/ Project)	12-9
表 12.1.15	調査対象地域における市・町ごとの家屋及び世帯数	12-9
表 12.1.16	調査対象地域における企業数(2014)	12-11
表 12.1.17	調査対象地域のユニットあたりの資産価値	12-12
表 12.1.18	浸水深別被害率	12-12
表 12.1.19	浸水深別の営業停止・停滞日数	12-13
表 12.1.20	被害額算定方法	12-13

表 12.1.21	総被害額(W/o Project)	
表 12.1.22	総被害額(W/ Project)	
表 12.1.23	年平均被害軽減期待額(フェーズ IV)	
表 12.1.24	氾濫計算条件	
表 12.1.25	浸水深別浸水面積	
表 12.1.26	浸水域内資産の算定条件	
表 12.1.27	浸水区域内3市町・13バランガイの人口と人口密度及び世帯数	
表 12.1.28	確率規模別の一般資産被害額	
表 12.1.29	総被害額(W/o Project)	
表 12.1.30	年平均被害軽減期待額(Cainta・Taytay 水門)	
表 12.1.31	経済分析結果(フェーズ IV)	
表 12.1.32	マリキナダム事業評価の条件	
表 12.1.33	H-V 曲線	
表 12.1.34	総被害額(W/o Project)	
表 12.1.35	総被害額(W/ Project)	
表 12.1.36	年平均被害軽減期待額(マリキナダム)	
表 12.1.37	経済分析結果(マリキナダム)	
表 12.1.38	経済分析結果の比較	

<u>略語表</u>

1952MP	Formulation of Flood Control Plan in Pasig- Marikina River Basin	1952 年作成 最初のパッシグ・マリキ ナ川洪水対策計画
1975FS/DD	FS Study and Detailed Design for Manggahan Floodway	1975 年実施 マンガハン放水路フィー ジビリティ調査及び詳細設計
2002DD	Detailed Engineering Design of PMRCIP	パッシグ・マリキナ川河川改修事業フ ェーズIで2002年に実施された詳細設 計
2013III-DD	Detailed Design Study for the Pasig-Marikina River Channel Improvement Project (Phase III)	フェーズ III 詳細設計報告書
2015IV&V-	Feasibility Study on PMRCIP for Phase IV and	フェーズ III 内で実施した DPWH のフ
FS	V	ェーズ IV 区間フィージビリティ調査
A A SUTO	American Association of State Hickway and	(2015年)
AASHIO	Transportation Officials	米国至州 道路父 通連輛 行 政 官 協 会
ACEL	Association of Carriers and Equipment Lessors	フィリピン建設機材賃貸協会
ACI	American Concrete Institute	米国コンクリート工学協会
ADB	Asian Development Bank	アジア開発銀行
AIIB	Asian Infrastructure Investment Bank	アジアインフラ投資銀行
ASD	Allowable Stress Method	許容応力度設計法
ASDSS	Allov-Saving Duplex Stainless Steel	省合金二相ステンレス鋼
ASTM	American Society for Testing and Materials	米国試験材料協会
BAC	Bids and Awards Committee	入札管理委員会
BC	Box Culvert	ボックスカルバート
B/C	Benefit-Cost Ratio	費用対効果
BDS	Bid Data Sheet	入札データシート
BM	Bench Mark	水準点
BOD	Bureau of Design	(DPWH内) 設計局
BOD	Biochemical Oxygen Demand	生物化学的酸素要求量
BOQ	Bill of Quantities	工種別数量単価表
BQ Item	Item of Bill of Quantities	支払い項目
Brgy.	Barangay	バランガイ(フィリピンの最小行政単
DDC	Durrou Desearch Standards	
DEDE	Bridge Seigmie Design Specifications	(DPWH内) 調査及び規格承認向 探測副電性AL
	Civil Aviation Authority of the Philippings	間条
CRID	Casing Ring bit Inner Drilling Down Hole	フィッピン氏間肌至向 CDID 工法
CTIE	Hammer CTI Engineering Co., Ltd.	株式会社建設技術研究所
CTII	CTI Engineering International Co., Ltd.	株式会社建設技研インターナショナル
DAO	DENR Administrative Order	環境天然資源省 省令
DD	Detailed Design	詳細設計
DENR	Department of Environment and Natural Resources	フィリピン環境・天然資源省

DFL DHWL DFR	Design Flood Level Design High Water Level Draft Final Report	計画高水位 ドラフト・ファイナル・レポート
DGCS	Design Guidelines, Criteria & Standards Volume 3: 'Water Engineering Projects'	DPWH 設計ガイドライン及び基準
DHH	Down-the-Hole-Hammer	ダウンザホールハンマー
DND	Department of National Defense	国防省
DO	Department Order	省令
DO	Dissolved Oxygen	溶存酸素
D.O.77	Department Order 77	公共事業道路省省令 No.77
DOF	Department of Finance	フィリピン財務省
DOST-ASTI	Advanced Science and Technology Institute of the Department of Science and Technology	科学技術省先端科学技術研究所
DPWH	Department of Public Works and Highways	フィリビン公共事業道路省
DUPA	Detailed Unit Price Analysis	単価詳細分析
EAM	Equivalent Area Method	平均断面積法
ECC	Environment Compliance Certificate	環境適合証明
EDC	Estimated Direct Cost	直接工事費
EFCOS	Effective Flood Control Operating System	パッシグ川予警報システム(MMDA
FIΔ	Environmental Impact Assessment	内組織) 晋培影郷河研
FIRR	Economic Internal Rate of Return	<u>探洗影音时</u> 怒这的内部旧 <u>关</u> 家
FIS	Environmental Impact Statement	唐·马马马马马尔 二十 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一
FL	Elevation	派先於 音 秋 口 自
EL.	Environmental Laboratory and Research	
LLRD	Division	LLDA 切探境內厥前且印
EMP	Environmental Management Plan	環境管理計画
EMoP	Environmental Monitoring Plan	環境モニタリング計画
EPA	Environmental Protection Area	環境保護地区
ESSD	Environmental Social Safeguards Division	(DPWH内)環境社会セーフガード部
F/C	Foreign Currency	外貨
FCIC	Flood Control Information Center	(MMDA内)洪水情報センター
FCMC	Flood Control Management Cluster	(DPWH-UPMO内)治水管理部
FCSMO	Flood Control and Sewerage Management Office	(MMDA内)治水・下水道管理室
FPM	Flood Plain Management	氾濫原管理
FMC	Flood Mitigation Committee	流域洪水対策委員会
FMB	Forest Management Bureau of DENR	(環境天然資源省)森林管理局
FP	Flamework Plan	フレームワークプラン
FRIMP-CTI	Flood Risk Management Project for. Cagayan, Tagaloan and Imus Rivers	JICA 円借款事業: 洪水リスク管理事 業 (カガヤン川、タゴロアン川、イム ス川)
FR	Final Report	詳細設計業務実施報告書
FS	Feasibility Study	事業化調査
FVR	Fidel Valdez Ramos	ラモス大統領のイニシャル(道路名)

GC	General Conditions	一般契約条件書
GIS	Geographical Information System	地理情報システム
GOP	Government of the Philippines	フィリピン政府
GPS	Global Positioning System	全地球測位システム
HCDRD	Housing, Community Development and Resettlement Department	ケソン市住宅・コミュニティ開発及び 移転部
HEC-RAS	Hydrologic Engineering Center's (CEIWR- HEC) River Analysis System	河道水位・水理検討ソフト
ICB	International Competitive Bidding	国際競争入札
ICC	Investment Coordination Committee	投資調整委員会(NEDA 内)
ICP	Infromation Campaign and Publicity	広報活動
IR	Inception Report	インセプション・レポート
IEE	Initial Environmental Evaluation	初期環境影響評価
IFB	Invitation for Bids	入札招聘状
ISF	Informal Settler Family	非正規居住世帯
ITB	Instructions to Bidders	入札説明書
JBIC	Japan Bank for International Cooperation	旧国際協力銀行
ЛСА	Japan International Cooperation Agency	独立行政法人国際協力機構
JICA1990MP	The Study on Flood Control and Drainage	1990年策定マニラ洪水対策計画調査
JICA2011 準 備調査	Project in Metro Manila The Preparatory Study for Pasig-Marikina River Channel Improvement Project (Phase III)	パッシグ・マリキナ川河川改修事業 (Ⅲ) 準備調査
JICA2014 調 査	Data Collection Survey on Flood Management Plan in Metro Manila	マニラ首都圏治水計画情報収集・確認 調査
JIS	Japanese Industrial Standards	日本工業規格
JPY	Japanese Yen	日本円(通貨単位)
JS	Junction Side	本川側
JV	Joint Venture	共同企業体
JWA	Japan Water Agency	独立行政法人 水資源機構
KOIKA	Korea International Cooperation Agency	韓国国際協力事業団
LA	Loan Agreement	借款契約
LARRIPP	Land Acquisition, Resettlement, Rehabilitation and Indigenous Peoples' Policy	土地取得・住民移転・復旧と先住民に 対する方針
L/C	Local Currency	内貨
LCC	Life Cycle Cost	ライフサイクルコスト
LGU	Local Government Unit	関連地方自治体
LiDAR	Laser Imaging Detection and Ranging	レーザー画像検出と測距
LLDA	Laguna Lake Development Authority	ラグナ湖開発公社
LRA	Land Registration Authority	土地管理局
LRFD	Load and Resistance Factor Design	荷重抵抗係数法
LRT	Light Rail Transit	軽量高架鉄道
MCCB	Molded Case Circuit Breaker; MCCB	配線用遮断器(ノーヒューズブレーカ ー)
MCGS	Manggahan Control Gate Structure	マンガハン分流堰
MCM	million cubic meters	百万立米

MDF/IDF	Main Distributing Frame / Intermediate Distribution Frame	端子盤
MHHW	Mean Higher High Water Level	平均高高潮位
MHWL	Mean High Water Level	(ラグナ湖)平均最高水位
MLIT	Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, Japan	(日本国)国土交通省
MLLWL	Mean Lower Low Water Level	平均低低潮
MLWL	Mean Low Water Level	(ラグナ湖)平均最低水位
MMDA	Metro Manila Development Authority	マニラ首都圏開発庁
MOA	Memorandum of Agreement	覚書
MP	Master Plan	マスタープラン
MRB	Medium Rise Building	中層(移転用)住宅
MSL	Mean Sea Level	平均潮位
MSHHWL	Mean Spring Higher High Water Level	大潮平均高潮位
MSHWL	Mean Spring High Water Level	大潮平均潮位
MWCI	Manila Water Company, Inc.	マニラウォーター社
NCR	National Capital Region	(DPWH内)マニラ首都圏局
NBCP	National Building Code of the Philippines	フィリピン国家構造物コード
NEDA	National Economic and Development Authority	フィリピン国家経済開発庁
NETIS	New Technology Information System	新技術情報提供システム
NGO	Non-Governmental Organization	非政府組織
NHA	National Housing Authority	フィリピン国家住宅庁
NHCS	Napindan Hydraulic Control Structure	ナピンダン水門
NK	Nippon Koei Co., Ltd.	日本工営株式会社
NPV	Net Present Value	正味現在価値
NSCP	National Structural Code of the Philippines	フィリピン国家構造物基準
OC	Open Channel	開水路
OCD	Office of Civil Defense	フィリピン市民防衛局
OCM	Overhead, Contingencies and Miscellanous	一般管理費(Overhead Expenses)、予 備費(Contingencies)及び雑費 (Miscellaneous)
ODA		收付開発援切 次月 92 次は 上共 A
OECF	Overseas Economic Cooperation Fund of Japan	海外経済協力基金
OJT	On-the-Job Training	オン・ザ・ジョブトレーニング
OPP	orthophenyl phenol	有機リン系農薬
PAF	Project Affected Family	被影響世帯
PAGASA	Philippine Atmospheric, Geophysical & Astronomical Services Administration	フィリピン気象天文庁
rar	Project Affected Person	做影響仕氏
PC	Particular Conditions	府別契約条件 書
PC	Personal Computer	
PC	Prestressed Concrete	ブレストレスト コンクリート
PCB	Polychlorinated Biphenyl	ポリ塩化ビフェニル

PD	Presidential Decree	(マルコス大統領時代の)大統領令
PDB	Power Distribution Box	分電盤
PLC	Programmable Logic Controller	プログラマブルコントローラ
PMC	Price Monitoring Committee	物価モニタリング委員会
PR	Public Relations	宣伝広告活動
PVC	Poly Vinyl Chloride	ポリ塩化ビニル
PHIVOLCS	Philippine Institute for Volcanology and Seismology	フィリピン火山地震研究所
PHP	Philippine Peso	フィリピンペソ(通貨単位)
PIA	Public Information Agency	フィリピン情報局
РМО	Project Management Office	(DPWH内) 事業管理局
PMRCIP	Pasig-Marikina River Channel Improvement Project	パッシグ・マリキナ川河川改修事業
PNS	Philippine National Standard	フィリピン国家規格
POW	Program of Works	事業計画
PRRC	Pasig River Rehabilitation Commission	パッシグ川再生委員会
PSD	Particle Size Distributions	河川底質試料の粒度分布試験
RA	Republic Act	共和国法
RAP	Resettlement Action Plan	住民移転計画
RAM	River Area Management	河川区域管理
RCP	Reinforced Concrete Pipe	コンクリート管
RD	Record of Discussion	協議議事録
ROW	Right of Way	事業用地
SAPROF	Special Assistance for Project Formation	案件形成促進調查
SDGs	Sustainable Development Goal	持続可能な開発目標
SEA	Strategic Environmental Assessment	戦略的環境アセスメント
SNS	Social Networking Service	ソーシャル・ネットワーキング・サー ビス
SP	Steel Pipe	鉄管
SPSP	Steel Pipe Sheet Pile	鋼管矢板
SSP	Steel Sheet Pile	鋼矢板
STA. Sta.	Station	距離標
STEP	Special Terms for Economic Partnership	本邦技術活用条件
STP	Sewerage Treatment Plant	下水処理場
SUS	Steel Special Use Stainless	JIS ステンレス鋼材に使用される記号
SYW	Weldable hot rolled steel sheet piles	JIS A 5523 にて規定された溶接用熱間 圧延鋼矢板の呼称
TCLP	Toxicity Characteristic Leaching Procedure	米国の土壌溶出分析
TDS	Total Dissolved Solids	全蒸発残留物
TSP	Total Suspended Particles	全浮遊粒子状物質
TTS	Telegraphic Transfer Selling	月中平均
TWG	Technical Working Group	技術作業分科会
UNDP	United Nations Development Programme	国際連合開発計画
UPAO	The Urban Poor Affairs Office	都市貧困対策部

UPMO	Unified Project Management Office	(DPWH内) 統合事業管理局
USACE	United States Army Corps of Engineers	アメリカ陸軍工兵隊
USAID	United States Agency for International Development	アメリカ合衆国国際開発庁
USEPA	United States Environmental Protection Agency	アメリカ合衆国環境保護庁
VAT	Value Added Tax	付加価値税
WB	World Bank	世界銀行(世銀)
WB2012MP	Master Plan for Flood Management in Metro Manila and Surrounding Areas	世銀調査:メトロマニラ及びその周辺 地域洪水管理マスタープラン(2012 年)
WB2018	Feasibility Study and Preparation of Detailed	世銀調査:マリキナダムフィージビリ
UMD FS	Engineering Design of the Proposed Upper Marikina Dam	ティ調査及び詳細設計
WC	Water Code	水法
WJ	Water Jet	ウォータージェット
WS	Workshop	ワークショップ

<u>計量単位</u>

mm	: millimeter
cm	: centimeter
m	: meter
km	: kilometer
g, gr	: gram
kg	: kilogram
t, ton	: metric ton
m ²	: square meter
ha, has	: hectare, hectares
km ²	: square kilometer
l, lt., ltr	: liter
m ³	: cubic meter
s, sec	: second
m, min.	: minute
h, hr	: hour
y, yr	: year
MW	: megawatt
mm/hr	: millimeter per hour
m/s	: meter per second
km/hr	: kilometer per hour
mg/l	: milligram per liter
m ³ /s	: cubic meter per second
m ³ /s/km ²	: cubic meter per second per square kilometer
%	: percent
ppm	: parts per million
хх	: symbol of multiplication (times)
\leq , \geq	: inequality sign (e.g. A \leq B means that value A is less than or equal to value B.)
<,>	: inequality sign (e.g. A <b a="" b.)<="" is="" less="" means="" td="" than="" that="" value="">
Y, Y, JPY	: Japanese Yen
P, P, PHP	: Philippine Peso
\$: US Dollar

7.4 Cainta 水門詳細設計

7.4.1 Cainta 水門詳細設計の概要

6.4.1 Cainta 水門基本設計で設定した諸元に基づき詳細設計を実施した。詳細設計では下記の検討 を行っている。

- ・ 土木施設(基礎工、本体工、水叩き工、翼壁等)の構造設計とレベル2耐震設計
- ・ ゲート設備の構造設計と仕様の決定
- ・ 情報通信設備および電気設備の詳細検討と仕様の決定

7.4.2 土木施設設計

Cainta 水門の基本設計において、決定した施設諸元に対して、基礎工等の安定計算、本体工の構造 計算、L2 耐震設計等、土木施設の設計を実施する。図 7.4.1~図 7.4.5 に Cainta 水門の構造図面を示 す。



図 7.4.1 平面図



出典:調査団





図 7.4.3 縦断図 (左岸堰柱)



出典:調査団

図 7.4.4 縦断図(右岸堰柱)



図 7.4.5 正面図

7.4.2.1 基礎工

(1) 圧密沈下の検討

1) 計算方法

粘性土層の圧密沈下量は、e-logP曲線を使用して層区分された粘性土層ごとに次式により求める。¹

$$S_c = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \cdot H$$

ここに、

- S_c : 圧密沈下量 (m)
- e₀ : 粘性土の初期間げき比
- e_1 : 粘性土の圧密後の間げき比で、圧密試験で得られる $e \sim \log p$ 曲線に粘性土層の中央深度の $p_0 + \Delta p$ を適用して求める。
- *H* : 粘性土層の層厚(m)
- p0 盛土前の有効土被り圧(kN/m2)
- Δp 盛土荷重による増加応力(kN/m2)

地中増加応力(Ap)については、下記の基準を参考にして算出する。

建物建設後の有効上載圧は、以下に説明する方法によって建物建設による有効上載圧の増加分を 算出し、建物建設前の有効上載圧に加算すればよい.

地中増加応力 Δσ の算出は, 圧密対象層が一様な場合, 図 5.5.6 のようにその中心までの深度に おいて行う. これを求めるには, 集中荷重が加わる場合のブーシネスクの式を積分した式に基づい た(5.5.4)式がある.



図 5.5.6 地中増加応力の算定深度

出典:小規模建築物基礎設計指針

¹ 河川土工マニュアル 3.2.3 軟弱地盤の沈下





出典:小規模建築物基礎設計指針

2) 圧密沈下量

(a) 算出断面

圧密沈下量は、水門設置位置の上下流の直近断面を使用し、以下の2断面を対象とする。



出典:調査団

図 7.4.6 解析断面

(b) 土質条件

土質条件については、基本設計において整理した土質定数を採用する。図 7.4.7 に土質縦断 図を示す。



出典:調査団

図 7.4.7 土質縦断図

(c) 圧密対象層

沖積層の粘性土層を対象とし、N \geq 10の粘性土層は沈下しないと考え²、それぞれの計算断面における圧密対象層は、C1、C3、C4とする。

² 樋門の設計要領(案) 国土交通省九州地方整備局 P75

(d) 圧密定数

圧密定数(e-logP曲線)を図 7.4.8 及び図 7.4.9 に示す。C3、C4 を対象に圧密試験が実施さ れているため、試験値を採用した。なお、C1 については試験値がないため、安全側を考慮して C3の試験結果を採用した。





曲線 2 : CO2_11.00-11.45m データ間の補間方法:曲線補間 使用地層No 5



No	1.	2	3	4	5	6	7	8	No.	1	2	3	4	5	6	7	8
庄密圧力 (kN/m ²)	12.25	24.50	49.00	98.00	196.00	392.00	784.00	1568.00	圧密圧カ (kN/m ²)	12.25	24.50	49.00	98.00	196.00	392.00	784.00	1568.00
間隙比 e	1.841	1.829	1.773	1.658	1.498	1_349	1, 153	0.920	間隙比	1.337	1.295	1.236	1.152	1.059	0.965	0.865	0.754

出典:調査団

図 7.4.8 圧密曲線図 (C3)

- 出典:調査団
 - 図 7.4.9 圧密曲線図 (C4)

(e) 計算モデル

次頁に計算モデルを示す。



図 7.4.10 計算モデル(4+565.00)

(f) 圧密沈下量

以下に計算結果を示す。圧密沈下量は、いずれも 30cm 強となった。基本設計において現況堤防高 EL+18.00m に対し 40cm の余盛を見込んでいるが、下記の結果より施工堤防高を EL+18.40m とすることの妥当性を確認できた。









図 7.4.12 圧密沈下図 (STA. 4+485)

(2) 液状化の検討

Cainta 水門における地質調査地点 DD-BH-C01、DD-BH-C02、DD-BH-C03 に対して液状化判定を 実施する。



出典:調査団

図 7.4.13 地質調査位置

1) 耐震設計における基盤面及び地盤面

「河川構造物の耐震性能照査指針」において耐震性能照査上の基盤面は、N 値 25 以上(せん断 弾性波速度 300m/s 以上、粘性土の場合)の十分強固な土層の上面とされている³。

本地点では、C7層はN値が25以上を示す強固な地盤であるため、当層の上面を耐震性能照査上の基盤面とする。



出典:調査団

図 7.4.14 地質想定断面図

2) 設計水平震度

L1 地震動における設計水平震度は0.2 を適用する。また、L2 地震動に関しては0.47 を適用する。

(a) L1 地震動

L1 地震動における設計水平震度は6章より中規模地震時を想定して 0.2 を適用する。設定の 詳細は 11.4.2.2 に示す。

(b) L2 地震動

L2 地震動における設計水平震度は 0.47 を適用する。詳細な算出方法については 「7.4.2.3(4)3)(b)(ii)」設計水平震度に示す。

3) 土質条件

本検討では DD-BH-C01、DD-BH-C02、DD-BH-C03 のボーリング調査の結果をもとに、基本設 計において整理した土質定数を採用する。図 7.4.15 に土質縦断図を示す。

³ 平成 24 年 河川構造物の耐震性能照査指針・解説 I 共通編



出典:調査団

図 7.4.15 地質想定断面図

4) 液状化判定

(a) 液状化判定層の抽出

BSDS の以下の記載に示す地盤については、液状化判定を実施する必要がある。本検討では 以下の条件を満たす層に対して液状化判定を実施する。表 7.4.1 に条件を満たす対象層の整理 を示す。判定の結果、C1、C2、S1、S2 層が液状化判定対象層となる。

- 1) Saturated soil layer with depth less than 20 m below the ground surface and having ground water level higher than 10 m below the ground surface.
- 2) Soil layer containing a fine content (*FC*) of 35% or less, or soil layer having plasticity index, I_P , less than 15, even if *FC* is larger than 35%.
- 3) Soil layer having a mean particle size $(D_{5\theta})$ of less than 10 mm and a particle size at 10% passing $(D_{1\theta})$ (on the grading curve) is less than 1 mm.
- 1) 地下水位が現地盤面から 10m 以内にあり、かつ、現地盤面から 20m 以内の深さ に存在する飽和土層
- 細粒分含有率 FC が 35%以下の土層、又は、FC が 35%を超えても塑性指数 IP が 15 以下の土層
- 3) 平均粒径 D50 が 10mm 以下で、かつ、10%粒径 D10 が 1mm 以下である土層

出典:BSDS, DPWH, P6-3 を調査団仮訳

	地研细木	細粒分含有	塑性指数	平均粒径	10%粒径	液状化判定
地唐	地頁詞宜	率 FC(%)	Ip	D50 (mm)	D10 (mm)	対象層
	DD-BH-C01	_	_	_	-	0
C1	DD-BH-C02	93	15	0.017	0.004	0
	DD-BH-C03	93	21	0.024	0.008	×
	DD-BH-C01	85	13	0.02	0.007	0
C2	DD-BH-C02	83	_	_	-	0
	DD-BH-C03	90	16	_	-	×
	DD-BH-C01	80	45	-	-	×
C3	DD-BH-C02	86	31	0.024	0.011	×
	DD-BH-C03	70	17	-	-	×
	DD-BH-C01	89	52	_	-	×
C4	DD-BH-C02	90	53	-	-	×
	DD-BH-C03	96	65	_	-	×
	DD-BH-C01	65	25	-	-	×
C5	DD-BH-C02	77	28	0.28	0.006	×
	DD-BH-C03	60	30	0.18	-	×
	DD-BH-C01	90	45	_	-	×
C6	DD-BH-C02	91	30	_	-	×
	DD-BH-C03	94	45	0.15	-	×
	DD-BH-C01	20	-	0.2	-	0
S1	DD-BH-C02	18		_	-	0
	DD-BH-C03	13	_	0.46	_	0
	DD-BH-C01	23	_	0.35	0.012	0
S2	DD-BH-C02	22	_	2.7	_	0
	DD-BH-C03	-	-	-	-	-

表 7.4.1 液状化判定対象層の整理

: 液状化判定対象層

(b) 液状化判定式

液状化の判定を行う必要のある土層に対しては、液状化に対する抵抗率F_Lをレベル1地震動 及びレベル2地震動のそれぞれに対して以下の式により算出し、この値が1.0以下の土層につ いては液状化するものとみなす⁴⁵⁶。なお、判定方法は道路橋示方書とBSDSで同様である。た だし、本検討では現地の地盤条件や既往地震を考慮し、フィリピンのBSDSに従い外力設定を 行う。レベル2地震動の外力は、BSDSではk_{hal}=Fpga PGA として与えられる。

$$\begin{split} F_L &= R/L \\ R &= c_w R_L \\ L &= r_d k_{hg} \sigma_v / \sigma'_v \\ r_d &= 1.0 - 0.015 x \\ \sigma_v &= r_{t1} h_w + r_{t2} (x - h_w) \\ \sigma'_v &= r_{t1} h_w + r'_{t2} (x - h_w) \\ C_w &= 1.0 \qquad (\nu \prec \nu 1 \text{ 地震動及び } \nu \prec \nu 2\text{-1 地震動の場合}) \\ C_w &= \begin{cases} 1.0 \ (R_L \leq 0.1) \\ 3.3R_L + 0.67 \ (0.1 < R_L \leq 0.4) \\ 2.0 \ (0.4 < R_L) \end{cases} \qquad (\nu \prec \nu 2\text{-1 地震動の場合}) \end{split}$$

ここに、

F_L	: 液状化に対する抵抗率
R	:動的せん断強度比
L	: 地震時せん断応力比
C_w	: 地震動特性による補正係数
R_L	: 繰返し三軸強度比で、以下の規定により求める。
r_d	: 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数
k_{hgL}	: 液状化の判定に用いる設計水平震度 (k _{hgL} = Fpga PGA)
F_{pqa}	:最大表面加速度の地域係数
PGA	: 岩盤上の最大表面加速度係数
σ_v	: 全上載圧(kN/m ²)
σ'_v	:有効上載圧(kN/m ²)
x	: 地表面からの深さ(m)
r_{t1}	:地表面以浅の土の単位体積重量(kN/m³)
r_{t2}	:地表面以深の土の単位体積重量(kN/m³)
r'_{t2}	:地表面以深の土の有効単位体積重量(kN/m³)
h_w	: 地下水位の深さ(m)

また、繰返し三軸強度比R_Lは次式により算出する。

<砂質土の場合>

$$N_a = c_1 N_1 + c_2 N_1 = 170 N / (\sigma'_v + 70)$$

⁴ 河川構造物の耐震性能照査指針・解説 I. 共通編 p26(注:レベル2地震動に対応する部分のみ)

⁵ 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編 p141

⁶ BSDS 6.2.3 Assessment of Soil Liquefaction p6-2

(1		$(0\% \le FC < 10\%)$
$c_1 = \{ (FC) \}$	r + 40)/50	$(10\% \le FC < 60\%)$
(FC	/20 - 1	$(60\% \le FC)$
() 0		$(0\% \le FC < 10\%)$
$c_2 = \{(FC)$	- 10)/18	$(10\% \leq FC)$
<轢質土の	場合>	
N (4		
$N_a = \{1 - $	$\{0.36log_{10}(D_{50}/2)\}N_1$	
ここに、		
R.	・縄仮し三軸強度比	
N	・ 歴 佐 四 二 畑 国 反 比	古
IV		
N_1	: 有効上載上 100kN/m ² 相当に換	算した N 値
Na	: 粗度の影響を考慮した補正 N 値	直
<i>c</i> ₁ , <i>c</i> ₂	:細粒分含有率によるN値の補正	正係数
FC	:細粒分含有率(%)(粒径 75µm	以下の土粒子の通過質量百分率)
D_{50}	:平均粒径(mm)	

(c) 液状化判定結果

DD-BH-C01、DD-BH-C02、DD-BH-C03の各地盤に対して、「河川構造物の耐震性能照査指針」 に準じて液状化判定を行う。照査については、L1地震動およびL2地震動の設計水平震度に対 して液状化判定を実施した。

液状化判定の結果、L1 地震動に対して液状化発生層は無いと判断した。L2 地震動に対して は S1 層を液状化発生層とした。次頁より各地震動に対する液状化判定結果の詳細を示す。



出典:調査団

図 7.4.16 液状化発生層

(d) L1 地震動に対する液状化判定結果

次頁より、各地層における L1 地震動の設計水平震度に対する液状化判定の結果と各調査地 点における液状化判定の結果を示す。なお、FL 値の算出式は「河川構造物の耐震性能照査指針」 に示される L2-1 地震動に対する算出式を用いた。

L1 地震動に対して液状化判定を行った結果の一覧表を表 7.4.2 に、各調査地点における液状 化判定の結果を表 7.4.3、表 7.4.4、表 7.4.5 に示す。C1 層では DD-BH-C02 の一部において FL 値が 1.0 以下となったが、Cainta 水門施工時の床付面より上部に位置するため影響はない。ま た、S1 層に関しては DD-BH-C01 の 1 箇所において FL 値が 1.0 以下となったが、地質調査を行 った 3 地点の S1 層ではその 1 箇所を除き、他の箇所では全て FL 値が 1.0 以上となったため、 S1 層は液状化発生層と見なさない。よって、L1 地震動に対して、液状化発生層は確認されなか った。

地層	地質調査	深度(m)	N 値	FL 値	備考
		1.3	2	9.445	床付面より上
	DD-BH-C01	2.3	2	7.342	床付面より上
		3.3	2	5.834	床付面より上
		1.3	0	0.422	液状化発生するが、床付面より上
		2.3	0	0.429	液状化発生するが、床付面より上
		3.3	2	5.834	床付面より上
C1	DD-BH-C02	4.3	3	26.624	床付面より上
		5.3	2	3.909	
		6.3	2	3.289	
		1.3	0	判定外	FC>35%かつ Ip>15 のため判定外
		2.3	0	判定外	FC>35%かつ Ip>15 のため判定外
	DD-BH-C03	3.3	2	判定外	FC>35%かつ Ip>15 のため判定外
		4.3	2	判定外	FC>35%かつ Ip>15 のため判定外
	DD DIL COL	5.3	16	23407.1	床付面より上
	DD-BH-CUI	6.3	15	13040.7	
C 2		7.3	16	13276.6	
C2	DD-BH-C02	8.3	17	13387.7	
		6.3	11	判定外	FC>35%かつ Ip>15 のため判定外
	DD-BH-C03	7.3	11	判定外	FC>35%かつ Ip>15 のため判定外
		14.3	16	0.906	液状化発生
	DD-BII-COI	15.3	19	1.206	
		18.3	46	67.559	
S1	DD-BH-C02	19.3	50	82.347	
51		20.3	48	48.824	
		17.3	25	1.224	
	DD-BH-C03	18.3	27	1.363	
		19.3	25	1.048	
	DD-BH-C01	18.3	24	2.594	
\$2	22 511 001	19.3	40	40.011	
52	DD-BH-C02	21.3	25	判定外	深度 20m以上のため、判定外
	DD-DII-C02	22.3	16	判定外	深度20m以上のため 判定外

表 7.4.2 液状化判定結果一覧表(L1 地震動)

表 7.4.3 液状化判定結果 (DD-BH-C01、L1 地震動)

地点名 DD-BH-C01

法	河川構設計震	造物の耐 度と、乳	同震性能! 東測N値	照查指針 (簡易:	汁・解部 む)	2 Ⅱ.堤№	5編(レベ	.12	-1)	上載荷地下水	重位面	-	0.0 0.00) (kN/m ²)) (m)		地盤	面の水	平震度	注:*	0.20 *1~**	Z 判定	91
深						±	質	特	性					液 db. set	地	禄		液制	(化の	判定		
度	層厚	湿潤重量	飽和重量	判定深度	上質区分	土層種類	実	測	N	iň.	有上効截圧	細 含 粒 有 分 率	平均粒径	状化を考慮	展動特性数	リ返し度比	動的 せん 断	地震時せん	波丰	犬化抵挡	亢 率	
(m)	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)	(m)							(kN/m²)	(%)	(mm)									
D	h	71	$\gamma~{\rm sat}$	x			N	0	10 20	30 40 50	σγ	Fc	D 50		Ся	RL	R	L	F L	0	1	2
				13	动脉的	能均佳 小	2.00	T	11	1	6.5	93.00	0.000		1.00	5.657	5.557	0.588	9 445	1 1		Ţ
				2.3	沖積	粘性上	2.00	P		+ + +	11.5	93.00	0,000		1.00	4. 253	4, 253	0, 579	7, 342			
				3. 3	沖積	粘性土	2.00	0 0			16.5	93.00	0.000		1.00	3, 327	3, 327	0.570	5, 834			
5,00	5,00	15, 0	15.0	5.3	沖積	粘性土	16.00			111	27.4	85,00	0.020		1.00			0.540		11	1.1.	1
				6, 3	沖積	粘性土	15.00		Ĩ	1 + 1	35.4	85,00	0.020		1.00			0, 503		▽床	衍面	1
7.00	2.00	18.0	18.0	7.3	沖積	粘性土	3.00	12	P	1 + 1	43.0	80, 00	0.000	-	0.00	0.000	0,000	0,000	**2			7
				8, 3	神積	粘性土	2.00	11	1 +	+ + +	49.5	80,00	0.000		0.00	0,000	0, 000	0.000	**2	1 +	十十二	ł
						1.7		11	11	+ $+$ $+$										11	11	1
10,00	3.00	16.5	16.5	10.3	沖積	粘性上	5.00	16	11	111	62.5	89.00	0.000		0.00	0.000	0.000	0.000	**2		++-	+
			-	11.3	沖積	粘性土	3,00	14		+ + +	68.9	89,00	0,000		0.00	0,000	0,000	0,000	**2	11	11	1
				13.3	Abith	¥1:82:4-	8.00	11	14	1 1 1	81.0	80.00	0.000		0.00	0.000	0.000	0.000	**7	11	11	1
14.00	4.00	16, 5	16.5	14.3	沖積	砂雪土	16,00	1 4	A I	$\pm \pm \pm$	89.5	20,00	0,200		1.00	0,370	0. 370	0,408	0,906	1 T	1 1	
				15.3	沖積	砂質土	19,00	1	19	1 1 1	99.5	20,00	0,200		1.00	0.472	0.472	0, 391	1, 206	11	2	1
16.00	2.00	20. 0	20.0	16.3	沖積	粘性土	22.00		4	111	108.9	65,00	0.000		0.00	0,000	0,000	0,000	**2	11	0	-
		14.24		17.3	沖積	粘性土	44.00	11	1	1	116, 9	65,00	0,000	_	0.00	0,000	0, 000	0,000	**2	11	1.1	Ì
18.00	2.00	18.0	18.0	18.3	沖積	砂質土	24,00	1 -	1 1~	+TI	125.5	23.00	0, 350		1.00	0.925	0.925	0.357	2.594	++	++-	+
				19.3	沖積	砂質士	40.00	1 -	11	NI	135. 5	23.00	0.350		1.00	13, 784	13.784	0.345	40.011	1 1	11	1
20.00	2.00	20.0	20.0	20.3	洪積	粘性土	17.00	1.	1	\square	144. 9	90.00	0.000	しない	0.00	0.000	0.000	0.000	**1	1	++-	+
				21.3	洪積	粘性土	22.00		N	1 1 1	152, 9	90,00	0.000	しない	0.00	0,000	0,000	0, 000	**]	11	1.1	1
				22.3	洪積	粘性土	24,00	3.1	111	1 1 1	160, 9	90,00	0,000	しない	0.00	0,000	0, 000	0,000	88]	11	1.1.	1
				23.3	洪積	粘性土	25,00		1	111	168.9	90,00	0.000	しない	0,00	0.000	0, 000	0, 000	##1	1-1-		ł
				24.3	洪積	粘性土	19.00	41	1	1 1 1	176.9	90,00	0.000	しない	0.00	0.000	0,000	0, 000	**1		11	ł
				25, 3	洪積	粘性上	18.00	1.	6	1 1 1	184.9	90.00	0,000	しない	0.00	0,000	0,000	0,000	**1	11	11	1
				26.3	洪積	粘性上	13.00	11	6	111	192. 9	90.00	0.000	しない	0.00	0.000	0, 000	0, 000	**1	E E		1
				27.3	洪積	粘性土	13.00	1.		111	200, 9	90, 00	0.000	しない	0.00	0,000	0, 000	0.000	**]	11	1.1.	
				28,3	洪積	粘性土	13.00	1		111	208.9	90.00	0,000	しない	0.00	0.000	0.000	0.000	**[1 1	1
				20 3	SH- PM	81-34-3-	25 00	1.1	1	F 1 1	216 0	00.00	0.000	1 7010	0.00	0.000	0.000	0.000	441	1.1	I F	1

表 7.4.4 液状化判定結果 (DD-BH-C02、L1 地震動)

地点名 DD-BH-C02

基準律	名 方法	河川構 設計震	造物の 度と、	耐震性能 実測N値	照查指針 (簡易5	計・解: 記)	É Ⅱ.堤Ø	方編(レヘ	ミノレ2・	-1)	1 7 1	PL(水の) 上載(也下)	直 単位体 苛重 水位面	積重	鼠	14. 784 10. 0 0. 0 0. 00	(kN/m ³) (kN/m ²) (m)		地盤	隆面の水	平震度	注::	0.2 **1∼	0 -**Z 判7	室外
標	深						±	質	特	性						-	液	地	繰		液北	化の	判 2	Ē	-
尺	度	層厚	湿潤重量	飽和重量	判定深度	上質区分	上層種類	3	善测	N	値		13	主 載 正	細 倉 有 承	平均粒径	状化を考慮	震動特性	り返し	動 動 強 度 比 断	地震時せん	液	状 化	抵抗率	
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(kN/m²).	(m)								(k)	(/m²)	(%)	(mm)									
	D	h	γt	γ sat	x			N	0	10 20	30	40	50	y Y	\mathbf{F} c	D 50		Cv	Rt	R	L.	F 1.	0	1	2
•0 ¥					13	油和	転付上	0.00			Ì	1	j.	6.5	93.00	0.017		1.00	0.248	0 248	0.588	0.422			
					2 3	神稽	粘性于	0,00	4	11	1	1		11.5	93,00	0.017		1,00	0,248	0, 248	0. 579	0. 429	19		
					3. 3	沖積	粘性土	2, 00			1	1	1	16.5	93,00	0.017		1,00	3, 327	3, 327	0, 570	5, 834	1 4		
					4.3	沖積	粘性土	3, 00	19	11				21.5	93.00	0, 017	1	1.00	14.944	14,944	0, 561	26, 624			C
					5.3	沖積	粘性土	2.00	Î	11	1	1	1	26.5	93.00	0.017		1.00	2.159	2, 159	0.552	3, 909	∇	床付面	⊢
					6.3	沖積	粘性土	2.00	1	1.1	1			31.5	93.00	0.017		1.00	1.787	1. 787	0. 543	3. 289		111	
	7,00	7.00	15.0	15.0	7.3	沖積	粘性上	16.00	a	1	1	1.		37.4	83.00	0, 000		1.00		1	0.526		100		
					8.3	沖積	粘性土	17.00	1 :	11	+	1 :	1	45.4	83.00	0.000		1.00			0.495		14	+++	C
	9.00	2.00	18.0	18,0	9, 3	沖積	粘性土	2.00	1	M	+	1	1	52, 8	86,00	0.024		0.00	0,000	0,000	0.000	**2	1		
-10					10.3	神積	粘性土	2.00	10	11	1	1		58,8	86,00	0, 024	-	0.00	0,000	0,000	0.000	*#2	1		
	12,00	3,00	16.0	16.0		at sk			1		1	1	1		1.000				12.005				† I	111	
					12.3	伊積	粘性土	11.00	3 3	6 1	1	1	-	71.1	90,00	0,000		0,00	0,000	0,000	0,000	**2			
					13.3	神相	Witt L	12.00		10	+	1	+-	18.1	90,00	0,000		0.00	0,000	0,000	0.000	**2		+ + +	C
	15.00	3.00	17.0	17.0	14.0	201-154 345-850	他把上	12.00		21	1	ţ.		05.1	77.00	0.540		0.00	0.000	0.000	0.000	***			
					16.3	油精	新作士	20.00		19	1		1	100 4	77.00	0.282		0.00	0,000	0.000	0.000	**2			
					17.3	油糖	· · · · ·	25.00		1	d.	1		108.4	77.00	0.023		0.00	0.000	0.000	0.000	**?	11		C
	18.00	3.00	18, 0	18,0	18.3	沖積	砂質上	46,00	18	11	4	4		117.3	18,00	0,000		1,00	25, 096	25,096	0, 371	67, 559			
					19.3	沖積	砂質上	50,00			1	9		128.3	18.00	0.000		1.00	29, 304	29.304	0, 356	82.347			
-20					20.3	沖積	砂質土	48.00	4.0	1-1	1	1.		139.3	18,00	0.000		1.00	16, 688	16, 688	0.342	48, 824	1	1 1 1	S
8.1	21.00	3.00	21, 0	21.0	21.3	洪積	砂質上	25.00	9.5	11	+	1		150.0	22.00	2.700	しない	0.00	0.000	0.000	0.000	**1	1		
		1.2.34			22.3	洪積	砂質土	16,00		11		1.		160. 0	22.00	2.700	しない	0.00	0,000	0.000	0.000	**1	1	1 1 1	S'
	23.00	2.00	20.0	20, 0	23.3	洪積	粘性土	19.00	44	11	1	1.		169.4	91.00	0.000	しない	0.00	0,000	0,000	0.000	**]	1		-+ `
					24, 3	洪積	粘性土	18,00	3.0	II	÷	1	1	177, 4	91.00	0,000	しない	0,00	0.000	0, 000	0,000	**1		+ $+$ $+$	1
					25.3	洪積	粘性土	20.00	1.1	11	1	1		185, 4	91.00	0,000	しない	0.00	0.000	0.000	0,000	**1	1		
					26.3	洪積	粘性土	11.00	1	1	1	1	1	193.4	91.00	0.000	しない	0.00	0.000	0.000	0, 000	**1	ł		C
					27.3	洪積	粘性土	18.00		1	÷		-	201.4	91.00	0, 000	しない	0.00	0.000	0,000	0,000	**1			
					28.3	洪積	粘性土	23.00		1				209.4	91.00	0.000	しない	0.00	0,000	0,000	0.000	**]			
-					29.3	洪積	粘性土	21.00		16	1			217.4	91.00	0, 000	しない	0.00	0.000	0,000	0.000	**1			
-30									1			1	1			11.							÷.	1	

表 7.4.5 液状化判定結果 (DD-BH-C03、L1 地震動)

地点名 DD-BH-C03

基準名判定力	名 方法	河川樺 設計震	遺物の	耐震性能 実測N値	照查指 (簡易:	計・解 記 武)	兑 Ⅱ.堤	坊編(レ~	ミル2	-1)		P 水 上 地	L値 の単何 載荷) 下水何	立体積重 重 立面	量	0.000 10.0 0.0	0 0 (kN/m ³ 0 (kN/m ² 0 (m))	地盤	諸面の水	平震度	注:*	0.20 ⊯1∼:	**Z 1	則定夕	ŀ
標	深						±	質	特	1	生						液	地	操		液 狀	化の	判 定	9		
尺	度	層厚	湿潤重量	飽 和 重 量	判定深度	士質区分	土 層 種類	à	长 初	IN	3 個	þ		有上劲載	細 含 粒 有 分 率	平均粒径	- 状 判 定 を 考 慮	震動特性数	り返し	動 動 強度 比	地震時 世 虎 方 比	液:	状化核	玉抗辛	5	
(m)	(m)	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)	(m)									(kN/m^2)	(%)	(mm)										
	D	h	γτ	y sat	x			N	0	10	20 ;	30 4	0 50	σ٧	FC	D 50		CX	Rī	R	L	Fi.	0	1	. 3	2
0 ¥					1.3	油和	· 建水水比 - 1-	0.00	1	1				6.5	93.00	0.024		0.00	0.000	0.000	0.000	akat?			1	
					2.3	沖稽	粘性土	0,00		ŧ.				11.5	93,00	0. 024		0.00	0.000	0,000	0,000	**2			1	
					3, 3	沖積	粘性上	2,00		E	î -			16.5	93,00	0.024		0.00	0.000	0,000	0,000	**2		- 1-=	-	CI
					4.3	沖積	粘性土	2.00	1	Ŀ.				21.5	93,00	0. 024		0,00	0.000	0,000	0,000	**2	<u></u> 14	<u>11</u>	Щ	-01
- 1	6.00	6.00	15.0	15:0					1																	
					6.3	神橋	粘性土	11.00	1	b	Ì		1	32.1	90.00	0,000		0,00	0,000	0,000	0,000	**2	1 1		1	്റ
	8,00	2.00	17.0	17.0	1.0	रग-6व २क्त हत्व	4013E.L.	2.00	11	p				39.1	70.00	0.000		0.00	0.000	0,000	0.000	440				
					0,0	11.04	3101.11	4.00	1		ł		ł	10.5	10,00	0,000		5.55	0.000	0.000	0.000					C
-10	10,00	2.00	16, 0	16,0	10.3	神積	粘性土	5, 00	11	1	1		1	58.1	96,00	0, 000		0,00	0.000	0, 000	0.000	**2	+	+		-
-21					11.3	沖積	粘性土	9, 00		0				65.1	96.00	0, 000		0,00	0.000	0.000	0, 000	**2	11		13	
- 1					12.3	沖積	粘性土	8,00	i d					72.1	96.00	0,000		0.00	0,000	0, 000	0.000	**2				C4
- 1	11.00	1.00	17.0	17.0	13.3	沖積	粘性土	11.00		k	1			79.1	96.00	0, 000		0.00	0.000	0, 000	0, 000	**2		31	11	
- 1	14,00	4,00	11.0	17.0	14.3	沖積	粘性上	15.00	1	10	ĵ.		1	86.4	60.00	0, 180		0.00	0,000	0.000	0,000	**2			1	
					15.3	沖積	粘性土	17.00	j.	1 1	i			94.4	60.00	0, 180		0.00	0,000	0,000	0, 000	**2	11	11	1	C
	17,00	3.00	18.0	18.0	16.3	神相	希知生土	15.00	1	10	1			102.4	60,00	0, 180		0,00	0.000	0,000	0.000	\$082		\mathbb{Z}^{2}	1	
					18.3	Niet	的理士	25,00			9			121.0	13.00	0,460		1.00	0.404	0.497	0.365	1. 224	11	9		
					19.3	沖積	砂留上	25.00		1	P			131.0	13.00	0, 460		1.00	0, 368	0, 368	0.351	1.048	11	1	ø	S
-20	20,00	3.00	20.0	20.0	20.3	洪積	粘性土	19,00	1		P			140, 4	94,00	0, 150	しない	0,00	0,000	0,000	0,000	**]		8	1	-
21					21.3	洪積	粘性土	27.00	i	10	1			148.4	94.00	0.150	しない	0.00	0.000	0.000	0.000	**1	1	1	1	
- 1					22.3	洪積	粘性土	23.00		10	12			156.4	94.00	0, 150	しない	0.00	0.000	0.000	0, 000	**1		1	1	
- 1					23.3	洪積	粘性土	18,00	ł	1.	X			164.4	94.00	0.150	しない	0,00	0.000	0.000	0.000	**1	+		1	6
-					24.3	洪積	粘性土	19.00	1	1	1			172.4	94.00	0, 150	しない	0,00	0.000	0.000	0.000	**1	11		13	C
- 1					25.3	洪積	粘性上	20.00	ł	1.5	ł.		1	180.4	94.00	0, 150	しない	0.00	0.000	0.000	0.000	4081	11	131	1	
- 1					26.3	洪積	粘性土	14.00		12	1			188, 4	94,00	0, 150	しない	0,00	0,000	0,000	0,000	**1			1	
-					27.3	洪積	粘性土	16,00	1	19	1			196. 4	94.00	0, 150	しない	0.00	0,000	0,000	0, 000	**]				
-					28.3	洪積	粘性土	24.00			P			204, 4	94, 00	0, 150	しない	0,00	0,000	0,000	0,000	**1			1	
-					29,3	洪積	粘性土	23,00		1	6			212.4	94,00	0.150	しない	0,00	0.000	0.000	0,000	**]		1	1	
-30									1	ł.	ł.		1										11		1	

(e) L2 地震動に対する液状化判定結果

次頁より、各地層における L2 地震動の設計水平震度に対する液状化判定の結果と各調査地 点における液状化判定の結果を示す。

L2 地震動に対して液状化判定を行った結果の一覧表を表 7.4.6 に、各調査地点における液状 化判定の結果を表 7.4.7、表 7.4.8、表 7.4.9 に示す。また、FL 値が 1.0 以下となった箇所を地 質縦断図に記した図を図 7.4.17 に示す。C1 層では DD-BH-C02 の一部において FL 値が 1.0 以 下となったが、Cainta 水門施工時の床付面より上部に位置するため影響はない。一方で、S1 層 に関しては DD-BH-C01、DD-BH-C03 において FL 値が 1.0 以下となったため、S1 層をL2 地震 動に対する液状化発生層とする。

地層	地質調査	深度(m)	N 値	FL 値	備考
		1.3	2	4.019	床付面より上
	DD-BH-C01	2.3	2	3.124	床付面より上
		3.3	2	2.482	床付面より上
		1.3	0	0.180	液状化発生するが、床付面より上
		2.3	0	0.182	液状化発生するが、床付面より上
		3.3	2	2.482	床付面より上
C1	DD-BH-C02	4.3	3	11.329	床付面より上
		5.3	2	1.664	
		6.3	2	1.400	
		1.3	0	判定外	FC>35%かつ Ip>15 のため判定外
	DD DIL CO2	2.3	0	判定外	FC>35%かつ Ip>15 のため判定外
	DD-BH-C03	3.3	2	判定外	FC>35%かつ Ip>15 のため判定外
		4.3	2	判定外	FC>35%かつ Ip>15 のため判定外
	DD DIL C01	5.3	16	9960.5	床付面より上
	DD-BH-C01	6.3	15	5549.2	
C2	DD_BH_C02	7.3	16	5649.6	
C2	DD-DII-C02	8.3	17	5696.9	
	DD_BH_C03	6.3	11	判定外	FC>35%かつ Ip>15 のため判定外
	DD-DII-C05	7.3	11	判定外	FC>35%かつ Ip>15 のため判定外
		14.3	16	0.385	液状化発生
	DD-BH-C01	15.3	19	0.513	液状化発生
		18.3	46	28.749	
S1	DD-BH-C02	19.3	50	35.041	
51		20.3	48	20.776	
		17.3	25	0.521	液状化発生
	DD-BH-C03	18.3	27	0.580	液状化発生
		19.3	25	0.446	液状化発生
	DD-BH-C01	18.3	24	1.104	
\$2	DD-DII-CUI	19.3	40	17.026	
52	DD_BH_C02	21.3	25	判定外	深度 20m以上のため、判定外
1	DD-DII-C02	22.3	16	判定外	深度 20m以上のため、判定外

表 7.4.6 液状化判定結果一覧表(L2 地震動)

凡例 : 液状化発生層

表	7.4.7	液状化判定結果	(DD-BH-CO1、	L2 地震動)
---	-------	---------	-------------	---------

国本	4 万法	河川構設計震	造物の耐 度と、領	耐震性能 実測N値	照查指針 (簡易5	針・解詞 武)	兑 Ⅱ.堤防	方編(レ〜	ミノレ2-1)	 PL値 水の単 上載荷 地下水 	位体積重 重 位面	嚴	2, 774 10, 0 0, 0)(kN/m³))(kN/m²))(m)		地盤	種面の水	平震度	注:•	0.47 **1~**Z 判定	外
標	深						土	質	特	性					液	地	繰		液 抄	化の	判 定	
尺	度	熠	湿潤重量	飽 和 重 量	判定深度	土質区分	上層種類	実	5 測	N 倌		有 上 効 載 圧	細 含 粒 有 分 率	平均粒径	状 化 定 を 考慮	爬動特性 釉正係数	り返し	動 動 強 度 比	地震時せん	液:	状化抵抗率	
(m)	(m)	(m)	(kN/ms)	(kN/m²)	(m)							(kN/m²)	.(%)	(mm)								
	D	h	γt	γ sat	x		1	N	0 10	20	30 40 50	σν	Fc	D 50		Cv	RL	R	L	FL	0 1	2
¥						ALCH	PLUE F.	0.00					00.00	0.000		1.00			1.000	4 010		
					1.3	仲相	和住主工	2,00	19	1		0.0	93,00	0.000		1.00	3, 357	0.007	1. 383	4.019	1 1 1 1	4
					3.3	沖積	粘性土	2.00	0	11		16.5	93.00	0,000	1	1.00	3. 327	3, 327	1. 340	2. 482		С
	2.02	2.53				1			1					197								
-	5.00	5,00	15, 0	15.0	5, 3	沖積	粘性土	16.00		pi		27.4	85,00	0.020	1	1.00	_		1.269			
	7.00	2.00	18.0	18.0	6.3	沖積	粘性上	15.00		6		35.4	85.00	0,020	-	1.00	1.1.1.1		1.183		∨床竹面	୍କ ପ
-	1.00	2.00	201.0	10.0	7.3	沖積	粘性土	3.00	10			43.0	80.00	0.000	-	0.00	0.000	0,000	0.000	**2		4
					8.3	沖積	粘性土	2.00	0	1	+	49.5	80,00	0,000		0,00	0,000	0,000	0,000	**2	++++	C
	10.00	3.00	16, 5	16.5	10.3	30.65	#1.82 -1-	5.00	111	1		62.5	89.00	0.000		0.00	0.000	0.000	0.000	***		4
۳ F					11.3	冲稽	粘性土	3,00	P	1		68, 9	89.00	0,000		0,00	0,000	0,000	0,000	**2		
									0	1												
					13.3	沖積	粘性土	8.00	11	1		81.9	89.00	0.000		0.00	0.000	0, 000	0.000	**2	+ + + +	1
-	14.00	4.00	16.5	16.5	14.3	沖積	砂質土	16.00	17	8	111	89.5	20.00	0, 200	2	1.00	0.370	0.370	0.959	0, 385	0	+
					15.3	沖積	砂質土	19,00	14	Y		. 99, 5	20,00	0, 200		1,00	0,472	0.472	0, 919	0.513	1811	S
	16,00	2.00	20, 0	20.0	16.3	沖積	粘性土	22.00		A		108.9	65,00	0.000	-	0.00	0,000	0,000	0.000	**2		+
	10.00				17.3	沖積	粘性土	44,00			1	116, 9	65,00	0,000	1	0,00	0.000	0.000	0.000	*#2		C
-	18.00	2.00	18.0	18.0	18.3	沖積	砂質土	24.00		\propto		125, 5	23.00	0, 350	_	1,00	0.925	0,925	0, 838	1.104		
	20.00	2.00	20.0	20.0	19.3	沖積	砂質土	40,00	14	1		135. 5	23.00	0, 350	1.4.1.	1.00	13, 784	13,784	0.810	17,026		S
0 -					20.3	洪積	粘性土	17.00	11	9		144.9	90.00	0.000	しない	0.00	0.000	0,000	0.000	**1		
					21.3	洪楨	粘性土	22.00	1.1	19		152.9	90.00	0,000	しない	0.00	0.000	0.000	0,000	**]	I + I + I	1
					22.3	洪積	林511王上:	24.00	14	19		160.9	90,00	0,000	L tolo	0.00	0.000	0.000	0.000	**[+ $+$ $+$ $+$ $+$	1
					20.0	UN FOR	4012.L.	25.00	1.1	10		106.9	90,00	0.000	1 tous	0.00	0.000	0,000	0.000	441	+ $+$ $+$ $+$	10
					05 3	010154	REAL I.	19.00	1.4	9	1 1 1	194 0	90,00	0,000	1.100	0.00	0.000	0,000	0.000	441	1 1 1 1	ЧĽ
					26.3	进稿		13.00	14	1		199. 9	90.00	0,000	Lten	0.00	0,000	0,000	0.000	891	+ + + +	
					27.3	洪稍	粘性上	13,00	9			200, 9	90,00	0,000	しない	0,00	0,000	0,000	0,000	**1		
					28.3	洪樹	粘性土	13,00	1			208, 9	90,00	0,000	しない	0,00	0,000	0,000	0,000	**]		4
					90.9	34.95	*L.81: 1-	25 00	0	1	1 1 1	010.0	00.00	0.000	1 7010	0.00	0.000	0.000	0.000	wet	1 1 1 1	1

表 7.4.8 液状化判定結果 (DD-BH-CO2、L2 地震動)

1名	法	河川構 設計震	造物の耐 度と、3	前震性能」 東測N値	照查指針 (簡易:	+・解記 (ブ	ఓⅡ.堤防	5編(レ〜	ベル2	:-1)	水の単位 上載荷重 地下水位	立体積重) 重 立面	量	10, 0 0, 0 0, 00	(kN/m ³) (kN/m ²) (m))	地盤	「面の水	平震度	注:#	0. 47 ⊯1~:	**Z ¥	則定夕	ŀ
	梁						£	質	特	性					液	地	繰		液 纵	化の	判定			1
	度	層厚	湿潤重量	飽和重量	判定課度	上質区分	上層種類	実	美 測	IN 値		有上載 圧	細 含 粒 有 分 率	平均粒径	状化を考慮	辰動特 性 数	り返加した	動 的 世 ん 断	地震時せん	液;	伏 化 排	玉抗 率		
	(m)	(m)	(kN/m^3)	$\left(kN/m^{2}\right)$	(m)							(kN/m²)	(%)	(mm)										
7	D	h	γτ	y sat	x			N	0	10 20 3	0 40 50	σŸ	F c	D 50		Cv	R L	R	L	F ı.	0	1		2
-					1, 3	沖積	粘性土	0, 00				6,5	93, 00	0, 017		1.00	0,248	0, 248	1, 383	0, 180				1
					2.3	沖積	粘性土	0, 00				11.5	93.00	0, 017		1.00	0.248	0.248	1.361	0.182	1		1	
					3.3	沖積	粘性土	2,00	4.1	111		16.5	93,00	0.017		1.00	3, 327	3, 327	1.340	2,482	a	-	+	ί.
					4.3	沖積	粘性土	3.00	19			21.5	93.00	0.017		1.00	14.944	14.944	1.319	11.329	11			0
					5, 3	沖積	粘性土	2.00	11	111		26.5	93.00	0.017		1.00	2.159	2. 159	1.298	1.664	Λħ	না	的	-
					6, 3	沖積	粘性土	2, 00	ſ	111		31.5	93, 00	0.017		1.00	1,787	1, 787	1.277	1.400			10	ŝ.
	7.00	7.00	15.0	15.0	7.3	沖積	粘性上	16.00	a			37.4	83.00	0.000		1.00			1.235		11	-	(G)	4
	1.1				8.3	沖積	粘性土	17.00		Ĩ		45.4	83.00	0.000		L.00			1.164		11	1	-	1
	9.00	2.00	18.0	18.0	9.3	沖積	粘性土	2.00	1			52.8	86,00	0,024		0.00	0,000	0,000	0.000	**2	1 1	-	1	4
					10.3	沖積	粘性土	2.00	Ĩ	4 4 4	1.1	58, 8	86,00	0.024		0.00	0.000	0, 000	0,000	**2		1.1	10	
									1	1 1														
	12.00	3.00	16, 0	16.0	12.3	沖積	粘性土	11.00		VII		71.1	90.00	0.000		0.00	0.000	0, 000	0,000	**2	1	-	-	H
					13, 3	沖積	粘性土	12.00		1 1		78,1	90, 00	0.000		0.00	0,000	0, 000	0,000	**2			1	1
					14.3	沖積	粘性土	12.00		II I		85, 1	90, 00	0,000	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	0.00	0,000	0,000	0.000	*#2	11		1	1
-	15.00	3.00	17.0	17.0	15.3	沖積	粘性上	18.00		1		92.4	77.00	0.540		0.00	0.000	0, 000	0.000	**2			-	-
					16.3	沖積	粘性土	20.00		181	844	100, 4	77.00	0.282		0.00	0,000	0, 000	0.000	**2				1
				1.51	17.3	沖積	粘性土	25.00		1 1		108.4	77.00	0.023		0.00	0.000	0.000	0.000	**2	1 1	1	1	
-	18.00	3,00	18, 0	-18.0	18, 3	沖積	砂質土	46,00			10	117.3	18,00	0,000	1	1.00	25, 096	25,096	0.873	28.749		-	-	H
					19.3	沖積	砂質土	50.00	1		1 V	128.3	18.00	0,000	_	1.00	29, 304	29.304	0,836	35,041				1
	-				20.3	沖積	砂質土	48.00		111	A	139. 3	18.00	0,000		1.00	16.688	16.688	0,803	20.776			1	1
-	21.00	3,00	21.0	21.0	21.3	洪積	砂質土	25.00		0		150, 0	22.00	2.700	しない	0.00	0.000	0, 000	0,000	**1		-	-	-
	02.00	0.00	10.0	20.0	22.3	洪積	砂質土	16,00		4		160, 0	22,00	2.700	しない	0.00	0,000	0, 000	0.000	**]	1 1			
-	23.00	2.00	20, 0	20,0	23.3	洪積	粘性土	19.00		1		169.4	91.00	0,000	しない	0.00	0,000	0, 000	0,000	**1				
				-	24.3	洪積	粘性土	18,00		14		177.4	91.00	0.000	しない	0.00	0.000	0,000	0.000	**]	11			
				-	25.3	洪積	粘性上	20.00		1		185.4	91.00	0,000	しない	0.00	0,000	0, 000	0,000	**]	11		1	
					26.3	洪積	粘性土	11.00		K		193.4	91.00	0.000	しない	0.00	0,000	0, 000	0,000	**]				1
					27.3	洪積	粘性土	18,00		R		201.4	91.00	0.000	しない	0.00	0.000	0, 000	0.000	**]	11			
					28.3	洪積	粘性土	23.00		le le		209.4	91.00	0.000	しない	0.00	0.000	0, 000	0.000	**]	14			
1					29.3	洪積	粘性士	21.00		1 6 1		217.4	91.00	0,000	しない	0.00	0.000	0,000	0,000	**1	1 1			

表 7.4.9 液状化判定結果 (DD-BH-C03、L2 地震動)

地点名		DD-BH-	-C03							PL値 水の単(立体積重	量	1. 107 10. 0	(kN/m ³)							
基準名 判定力	法	河川構 設計震	造物の 度と、 筆	耐震性能 実測N値	照查指針 (簡易:3	+・角军部 た)	紅.堤防	5編(レー	ベル2-1)	上載荷	重 立面		0, 0 0, 00	(kN/m²) (m)		地盤	達面の水	平震度	注:	0.47 **1~**Z 判定	三外
標	深						±	質	特 性					液	地	操		液北	そ化の	判定	
尺	度	層厚	湿潤重量	飽和重量	判定深度	土質区分	上層種類	9	医测 N 有	Ě	有 上 効 載 圧	細 含 粒 有 分 率	平均粒径	私宅を考慮	最動 補 正 件 数	り返し度比	動 的 速 度 比	地震時せん	液	状化抵抗率	
(m)	(m)	(m)	$(kN/m^{\frac{1}{2}})$	(kN/m^3)	(m)						(kN/m^{ϵ})	(%)	(mm)					_			
	D	h	γt	γ sat	x			Ν	0 10 20	30 40 50	σΥ	FC	D 50		Cw	RL	R	L	FL	0 1	2
) <u>–</u>		1000			1.3	HL EN	41:85 F	0.00	111		B 5	03.00	0.024		0.00	0.000	0.000	0.000	220	1000	
					2.3	种精	転作士	0.00			11.5	93.00	0.024	-	0.00	0.000	0,000	0.000	**2		
					3.3	沖積	粘性土	2.00		1 + 1	16.5	93,00	0.024		0,00	0,000	0,000	0,000	**2		01
					4.3	沖積	粘性土	2.00	0	111	21.5	93, 00	0.024		0,00	0,000	0, 000	0, 000	**2	下中记	
	6.00	6,00	15, 0	15.0		stak	at lat 1		NI				0.000			0.000	0.000				1
					0.0	201719	#01:1: L:	11.00		F = F	32,1	90.00	0,000	-	0.00	0.000	0,000	0,000	440		100
	8.00	2.00	17.0	17.0	8.3	沖積	転任王	2.00		$\{ \mid \}$	45.8	70.00	0.000		0.00	0.000	0,000	0,000	**2		02
				1000		11.04			0	111											03
10 -	10.00	2.00	16.0	16, 0	10.3	沖積	粘性土	5.00	1111	I + I	58,1	96.00	0,000		0.00	0.000	0, 000	0,000	**2		+
					11.3	神積	粘性土	9, 00	171	111	65.1	96.00	0, 000		0.00	0,000	0, 000	0.000	**2		1
					12.3	沖積	粘性土	8.00		+ + +	72.1	96.00	0, 000		0.00	0,000	0, 000	0.000	**2	1	C4
		1.00			13.3	沖積	粘性上	11.00	8	1 + 1	79.1	96.00	0.000	-	0.00	0.000	0,000	0,000	**2	11111	
-	14.00	4.00	17.0	17.9	14.3	沖積	粘性土	15.00	à	111	86.4	60.00	0, 180	_	0.00	0,000	0,000	0,000	**2		-
					15.3	沖積	粘性土	17.00	i èi		94.4	60.00	0.180		0.00	0.000	0,000	0.000	**2		C5
	17.00	2.00	18.0	18.0	16.3	沖積	粘性土	15.00	1	111	102.4	60.00	0.180	-	0,00	0.000	0,000	0,000	**2		
-	11.90	0.00	10, 0	10.0	17.3	沖積	砂質土	25.00	P	1 + 1	111.0	13,00	0,460	-	1.00	0,464	0, 464	0, 890	0, 521	- ¢	
					18, 3	沖積	砂質土	27.00			121. 0	13,00	0,460		1.00	0,497	0, 497	0.857	0, 580		S1
	20.00	3.00	20.0	20.0	19.3	沖積	砂質土	25.00	1	$\{1,1\}$	131.0	13.00	0,460	1 data	1.00	0.368	0, 368	0, 826	0, 446	d	4
20 -		0.00	20.0	10.9	20.3	洪積	粘性土	19.00	1 d	111	140, 4	94.00	0.150	したい	0.00	0,000	0,000	0,000	**]		
					21.3	洪積	粘性土	27.00		4 4 4	148.4	94.00	0, 150	Light	0.00	0,000	0,000	0.000	**[11 1 1 1	31
					22.3	洪積	粘性土	23.00	1	111	156, 4	94.00	0, 150	しない	0.00	0.000	0.000	0.000	**	11111	
					23.3	洪積	粘性土	18.00	1		164.4	94.00	0, 150	LAN	0.00	0,000	0,000	0.000	非年]	$\{1, 1, 1, 1\}$	
					24.3	洪積	粘性上	19.00	1 1 4	I I B	172.4	94, 00	0.150	Lisu	0.00	0,000	0,000	0,000	**]	11111	C6
					25.3	洪積	粘性土	20.00	114	I I I	180.4	94.00	0, 150	LAN	0.00	0,000	0,000	0,000	8:01	$\{1,1,1,1\}$	3
					26.3	洪槓	粘性上	14.00	14	+ + +	188.4	94.00	0, 150	1.20	0.00	0,000	0.000	0.000	**]	++++	- 1
					27.3	洪積	粘性土	16.00	1 2	+ $+$ $+$ $+$	196.4	94.00	0.150	1	0.00	0.000	0,000	0,000	**[$\{1,1,1\}$	4
					28.3	洪積	粉生土	24.00	9	111	204. 4	94.00	0, 150	Lat	0.00	0.000	0.000	0.000	**1	11 1 1 1	
-30					29.3	摂積	ROTEL	23.00	6		212, 4	94.00	0, 150	U/4V 1	0.00	0,000	0, 000	0.000	**]		



○:L2 地震動に対して FL 値 1.0 以下

図 7.4.17 地質縦断図

(3) 基礎杭の設計

1) 検討方針

水門本体および翼壁、水叩きの基礎杭の設計を行う。水門本体は、中央堰柱及び左岸堰柱、右 岸堰柱の3堰柱と戸当り床版で構成される。計算については、左右岸の堰柱が対象構造物である ため、2堰柱(中央堰柱及び端部堰柱)と戸当り床版、翼壁、水叩きの基礎杭の計算を行う。



出典:調査団

図 7.4.18 基礎杭の検討部材

基礎杭の設計においては、作用する荷重条件に対して、軸方向押込み支持力と軸方向引抜き力、 水平変位の許容値を満足する杭配置を選定する。表 7.4.10 に照査項目の一覧表を示す。表中の照 査値が許容値を上回らないことを照査する。

項目	照査値	許容値	備考
軸方向押込み支持力	押込み支持力最大値	杭の許容支持力	
	Pmax (kN)	Ra (kN)	
軸方向引抜き力	引抜き力最大値	許容軸方向引抜き力	
	Pmin (kN)	Pa (kN)	
水平変位	水平変位	許容水平変位	
	δx (mm)	$\delta xa (mm) = 10mm$	
杭体応力	杭体応力度	許容応力度	SKK400
	$\sigma tc (N/mm^2)$	$\sigma a (N/mm^2)$	

表 7.4.10 杭基礎の配置検討における照査項目

出典:調査団

上記の照査を満足した杭配置の中で、最も経済的となる杭配置を採用する。

(a) 適用基準および参考文献

杭基礎の設計に当たり、適用する基準と参考文献を下記に示す。

- ✓ 道路橋示方書・同解説 I 共通編(平成 24 年 3 月)
- ✓ 道路橋示方書・同解説 Ⅲコンクリート橋編(平成24年3月)
- ✓ 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編(平成24年3月)
- ✓ 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編(平成24年3月)
- ✓ 杭基礎設計便覧(平成27年)
- ✓ 道路橋の耐震設計に関する資料(平成9年3月)

(b) 杭種

杭種および打設工法については、周辺家屋への影響、施工性より、バイブロハンマ工法によ る鋼管杭を選定する。

(c) 使用材料および許容応力度

鋼管杭の使用材料はSKK400とする。SKK400の許容応力度を下表に示す。

No	割抽体粉	許容曲げ圧縮	舔力度 σ ca	許容曲げ引張	長応力度 σ ta	許容せん断	応力度 τa
INO	可归际数	SKK400	SKK490	SKK400	SKK490	SKK400	SKK490
1	1.00	140.00	185.00	140.00	185.00	80.00	105.00
2	1.33	186.20	246.05	186.20	246.05	106.40	139.65
3	1.50	210.00	277.00	210.00	277.00	120.00	157.00

表 7.4.11 鋼管杭の許容応力 (N/mm²)

出典:道路橋示方書·同解説 IV下部構造編 表-4.4.1

(d) 杭径及び板厚

鋼管杭の杭径及び板厚は下記の範囲とする。

呼び径(mm)	板厚の範囲(mm)
400	9~12
500	9~14
600~ 800	9~16
900~1,100	12~19
1,200 ~1,400	14~22
1,500 ~1,600	16~25
1,800 ~2,000	19~25

表 7.4.12 打撃工法に用いる鋼管杭の径と板厚の範囲

(e) 杭配置

杭の最小中心間隔及びフーチング縁端距離は下図の通りとする。



出典:道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 図-解 12.3.1 および BSDS, 5-16

図 7.4.19 杭の最小中心間隔及びフーチング縁端距離

(f) 許容軸方向押込み支持力度

許容軸方向押込み支持力度は、次式により得られる7;

Ra = {qd A + U Σ (1_i f_i)} / SF

ここに、

Ra	:杭の許容支持力(kN)	
qd	: 杭先端における単位面積当たりの	>極限支持力(kN/m²)
А	: 杭先端面積(m ²)	
U	: 杭の周長 (m)	
1_{i}	:層厚(m)	
Fi	: 層の最大周面摩擦力:(kN/m2)	下記の表を参照;

7 道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編 12.4 杭の許容支持力

(株)建設技研インターナショナル (独)水資源機構 日本工営(株) (株)建設技術研究所

出典:道路橋示方書・同解説 IV下部構造編表-解12.11.1

地盤種類	打込み杭	場所打ち杭
砂質土	2N (≤100)	5N (≤ 100)
粘性土	C or $10N (\le 150)$	C or 10N (≤ 100)

表 7.4.13 周面摩擦力度

出典:道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 表-解 12.4.6 および BSDS, 5-24 より抜粋

ここに、

C : 地盤の粘着力

N : N 值

SF : 次表における安全率

表 7.4.14 安全率

共手业能	安全率	
何里仏態	支持杭	摩擦杭
常時	3	4
地震時	2	3

出典:道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 表 12.4.1

なお、<u>支持杭</u>とは、支持力の主要な要素が、杭先端地盤の特質に基づくその抵抗力によって 支持される杭の事を言い、<u>摩擦杭</u>とは、支持力の主要な要素が、根入れ長の杭の側部に沿った 地盤の抵抗力によってのみ支持される杭の事を言う。本設計における基礎杭の設計においては <u>支持杭</u>として検討を行う。

打込み支持杭の場合、杭先端における単位面積当りの極限支持力は、次の図を使い算定される。(この図は、杭先端地盤が、粘性土、砂及び礫地盤に適用される。)

本設計では、下図における開端鋼管杭の場合を適用し、極限支持力を算定する。



出典:道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 図-解 12.4.2 および BCDS, P5-19

図 7.4.20 杭先端地盤の極限支持力度 qd の算定図


出典:道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 図-解 12.4.3 および BSDS, P5-19

図 7.4.21 支持層への換算根入れ深さの決定法

極限支持力を算定するためのN値は次のように求められる。

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

ここに、

- N₁ : 杭先端における SPT N 値
- N₂ : 杭先端から上方に 4D の範囲における SPT の N 値
- D : 円形杭の径、または四角い杭の側辺(m)

(g) 許容軸方向引抜き力⁸

杭の許容軸方向引抜き力は、次式による求めるものとする。

$$Pa = Pu / SF + W$$

ここに、

Pa : 杭頭における許容軸方向引抜き力(kN)

- Pu : 地盤から決まる杭の軸方向引抜き力(kN)
- $P_u : U \stackrel{\Sigma}{=} (1_i f_i)$
- W : 杭の有効重量(kN)

安全率は下記の通りである

- SF = 6 (常時)
- SF = 3 (地震時)
- (h) 杭の許容変位

河川構造物としての杭基礎構造物の許容変位は次の通りである。

(株)建設技研インターナショナル (独)水資源機構 日本工営(株) (株)建設技術研究所

⁸ 道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編 12.4.2 1 本の杭の軸方向許容引抜き抵抗力

表 7.4.15 杭の許容変位量

変位の種類	常時·地震時
水平変位	10mm

出典:建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編 [I]

1 れ配置の検討

各部材ごとに、杭配置の経済比較を検討した結果を表 7.4.16、表 7.4.17 に示す。また、採用した杭配置の平面図を図 7.4.22 に示す。

the second se																		_				_
	摘要					最大配置でNG						上流側翼壁については、	左右岸で杭径を統一した							最大配置でNG		
	茶名			採用									採用			採用			採用			採用
全朝	亚(说	(PhP)	17,292,000	17,203,200	18,194,400	18,261,600	17,109,000	17,686,000	13,368,000	13,510,000	14,508,800	31,629,600	30,619,000	32,194,800	31,546,800	28,349,200	28,423,200	60,350,400	55,447,700	57,393,000	11,755,800	9,547,200
本数	ч	(本)	20	14	14	42	30	20	30	25	16				92	68	52	176	133	105	36	24
	単価	(PhP/m)	22,500	31,100	36,100	10,800	14,100	22,500	10,800	14,100	22,500				9,200	10,800	14,100	9,200	10,800	14,100	9,200	10,800
下杭	杭長	(m)	25.5	25.5	25.5	27.0	27.0	27.0	28.0	28.0	28.0				27.0	27.0	27.0	27.0	27.0	27.0	28.5	28.0
	板厚	(mm)	12	14	14	6	6	12	6	6	12				6	6	6	6	6	6	6	6
	単価	(PhP/m)	27,700	41,500	36,100	17,900	23,700	34,600	17,900	18,200	34,600				13,500	17,900	23,700	13,500	17,900	23,700	11,700	15,900
上杭	杭長	(m)	10.5	10.5	10.5	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0				7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	5.5	6.0
	板厚	(mm)	15	19	14	16	16	19	16	12	19				14	16	16	14	16	16	12	14
	杭径		φ1000	φ1200	φ1400	ф 600	φ 800	φ1000	ϕ 600	ϕ 800	φ1000	ϕ 600	ϕ 800	φ1000	ϕ 500	ϕ 600	ϕ 800	ϕ 500	ϕ 600	ϕ 800	ϕ 500	ϕ 600
	杭種			鎁管杭			鍋管杭			鍋管杭		9 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1			鋼管抗			鋼管杭			소교 선수 구수	夢るでし
部材				て活動	H K	-	七 浜 御 臨 時	HK	ļ ļ	上 派 御 歴 は	H ₩ ↓	- -	上流側 翼母総計			中央堰柱			端堰柱		第廿기자 드	アヨッ末戻

	摘要											
	揉否		採用		採用		採用		採用			採用
全站石	亚(戌	(PhP)	3,022,200	3,547,800	3,022,200	3,547,800	3,022,200	3,547,800	4,029,600	4,730,400	4,029,600	3,547,800
本数	ч	(本)	6	6	6	6	6	6	12	12	12	6
	単価	(PhP/m)	9,200	10,800	9,200	10,800	9,200	10,800	9,200	10,800	9,200	10,800
下杭	杭長	(m)	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0
	板厚	(mm)	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
	東価	(PhP/m)	9,200	10,800	9,200	10,800	9,200	10,800	9,200	10,800	9,200	10,800
上杭	杭長	(m)	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5
	板厚	(mm)	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
	杭径		ϕ 500	ϕ 600								
	杭種		4표 (本) -	셀째 터 1/1	4표 4주 부는	볼때 드 1/1	4표 4수 부수	볼때 드 1/1	鋼管杭		全国(今年十十	뾔떽 ㅌ 까ㄴ
	部材		上流側右	岸水印き	上流側左	岸火印き	上流側中	央水印き	下流側在		下流側中	央水叩き

杭配置の経済性比較一覧表(2/2) 7.4.17 表

7-466

出典:調査団

(株)建設技研インターナショナル (独)水資源機構 日本工営(株) (株)建設技術研究所





3) 中央堰柱杭基礎の検討

採用した杭配置に対して、杭基礎の設計計算を行う。計算の詳細については構造計算書に示す。

(a) 構造寸法

中央堰柱の構造寸法図と杭配置を示す。



出典:調査団

図 7.4.23 中央堰柱構造寸法図



出典:調査団

図 7.4.24 中央堰柱杭配置

(b) 地盤条件

杭基礎の設計に用いる地盤条件を次頁に示す。Cainta 水門地点には BH-C01~BH-C03 の 3 箇 所の地質調査があるが、出現する地層の N 値が低く、支持層の出現深度が深くなり、杭基礎の 設計に対して、最も厳しい条件となる地質調査の BH-C03 を採用して計算を行う。



出典:調査団作成

図 7.4.25 想定地質断面図

(DD-BH-C03)
土質定数一覧
7.4.18
表

色層	土	N值	含水比 Wn (%)	袖粒分 Fc(%)	塑性指数 Ip	単位体積 重量 γt (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 (°)	変形係数 E50 (MN/m ²)	圧密沈下 対象層	Cc Cc Cc	膨潤指数 Cc
_	粘性土	-	67	93	21	(15)	(14)	(0)	(1.5)	0	(1.17)	(0.056)
22	粘性土	11	43	60	16	17	130	0				
33	粘性土	2	37	70	17	(16)	(14)	(0)	(1.5)	0	(0.42)	(0.041)
54	粘性土	8	53	96	65	17	100	0				
55	粘性土	16	37	60	30	18	200	0				
31	砂質土	26	19	13		20	0	36				
26	粘性土	20	46	64	45	18	250	0				
27	粘性土	34	35	74	23	19	420	0				
\$2	砂質土	50	33	45	21	21	0	40				



図 7.4.26 杭基礎設計用地盤条件

(c) 検討ケース

検討ケースについては、下記のケースに対して計算を行う。

			1 自 重	2 上 屋	3 橋 梁	4 ゲ 1	5 螺 旋	6 温 度	7 風 荷	8 活 荷	9 土 圧	10 上 流	11 下 流	12 上 載	13 上 流	14 下 流	15 揚 圧	16 地 震	17 動 水	水位 条件	ゲ	許容応日	照	【査対	象
				荷重	上部工荷重	ト 荷 重	階段 荷 重	荷重 ※	重	重		側水圧	側水圧	土砂荷重	側水重	側水重	力	時慣性力	圧	水門本体	- ト 条 件	万度の割増係数	端 堰 柱	中央堰柱	翼壁
	CASE1	常時	0	0	0	0	0	0		0	0	0		0	0	0	0			А	開	1.00	0		0
	CASE2	常時+風荷重	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0	0	0	0			А	開	1.25	0	0	
水流	CASE3	洪水時(本川DFL時)	0	0	0	0	0		0	0	0	0		0	0	0	0			В	閉	1.25	0	0	0
直角方向	CASE4	地震時	0	0	0	0	0				0	0		0	0	0	0	0	0	С	開	1.33	0	0	0
	CASE5	施工時(左岸締切)	0	0	0	0	0		0		0									D	片側	1.50	0	0	0
	CASE6	施工時(右岸締切)	0	0	0	0	0		0		0									Е	開	1.50		0	
	CASE7	常時	0	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0	0	0	0			Α	開	1.00	0	0	
	CASE8	常時+風荷重	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			Α	開	1.25	0	0	
水法士向	CASE9	洪水時(本川DFL時)	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0			В	閉	1.25	0	0	
7,7,0,0,7,1,1,1	CASE10	地震時	0	0	0	0	0				0	0	0	0	0	0	0	0	0	С	開	1.33	0	0	
	CASE11	施工時	0	0	0	0	0		0		0									D	開	1.50	0	0	
	CASE12	洪水時(支川DFL時)	0	0	\circ	0	0		0	0	0	0	0	\circ	0	0	0			F	閉	1.25	0	0	

表 7.4.19 荷重ケースー覧表(常時・L1 地震時・施工時)

※温度荷重は構造計算のみ考慮する

出典:調査団

(d) 荷重条件

杭基礎に作用する荷重については、中央堰柱の安定計算にて集計した荷重を作用させる。下 表に中央堰柱の安定計算結果の一覧表を示す。

ケース	荷重名称	V (KN)	H (KN)	M (KN·m)
Case1	常時	—	—	—
Case2	常時+風荷重	38708.59	1176.54	15096.35
Case3	洪水時(本川 DFL 時)	37748.70	767.02	12834.56
Case4	地震時	36368.68	9456.44	63645.19
Case5	左岸施工時	44040.92	-1504.33	-19818.41
Case6	右岸施工時	39832.13	11865.94	46205.27

表 7.4.20 中央堰柱安定計算結果一覧表 (水流直角方向)

出典:調査団

表 7.4.21 中央堰柱安定計算結果一覧表 (水流方向)

ケース	荷重名称		V (KN)	H (KN)	M (KN·m)
Case7	常時		38708.59	0.00	-20902.64
Case8-1	常時+風荷重	(風向:上流→下流)	38708.59	1071.93	-40256.93
Case8-2	常時+風荷重	(風向:下流→上流)	38708.59	-1088.80	-1548.34
Case9-1	洪水時(本川 DFL 時)	(風向:上流→下流)	43515.20	-3126.59	-27414.58
Case9-2	洪水時(本川 DFL 時)	(風向:下流→上流)	43515.20	-4685.31	-1305.46
Case10-1	地震時	(慣性力:上流→下流)	36368.68	9328.48	-94194.88
Case10-2	地震時	(慣性力:下流→上流)	36368.68	-9328.48	34913.93
Case11-1	施工時	(風向:上流→下流)	44040.92	1099.32	-58574.42
Case11-2	施工時	(風向:下流→上流)	44040.92	-1116.20	-19378.00
Case12-1	洪水時(支川 DFL 時)	(風向:上流→下流)	46537.22	2885.57	-30249.19
Case12-2	洪水時(支川 DFL 時)	(風向:下流→上流)	46537.22	1207.22	-2792.23

(e) 検討条件

杭基礎の検討条件を下記に示す。

: 打込み杭(バイブロハンマ)
: 剛結・ヒンジ
: ヒンジ
: 支持杭
: 10.0 (mm)
: 10.0 (mm)
: 2.00 ×105 (N/mm2)
:68 (本)
: 600.0 (mm)
: 1.0 (mm)
: 0.0 (mm)
: 33.90 (m)
16.0 (mm) SKK400]
9.0 (mm) SKK400]

(f) 計算結果

(i) 杭基礎計算結果

中央堰柱杭基礎の計算結果を表 7.4.22~表 7.4.24 に示す。なお、計算結果のうち、赤線で 囲ったケースが決定ケースである。

		1			
荷重ケースト	No. 略称	1	2	3	4
原点作用	月力	case1	case2	case3	case4
Vo	kN	39041.10	39041.10	38081.20	36701.20
Но	kN	0.00	1197.30	787.80	9585.00
Mo	kN.m	0.00	15616.40	13328.40	65695.10
原 泉 災	1꼬.	0.00	1.00	0.02	6.04
ðx Sz	mm	0.00	1.29	0.93	6.04
α	rad	0.00000000	0.00025655	0.00021230	0.00116000
δf, δa	mm	$0.00 \leq 10.00$	$1.29 \leq 10.00$	$0.93 \leq 10.00$	$6.04 \leq 10.00$
鉛直反	 カ				
PNmax, Ra	kN	574.13≦ 3395.00	706.97≦ 3395.00	669.94≦ 3395.00	1140.33≦ 5093.00
PNmin, Pa	kN	574.13≧ 0.00	441.30≧ 0.00	450.09≧ 0.00	<i>-</i> 60.89≧ <i>-</i> 2432.00
水平反	力				
РН	kN	0.00	17.61	11.59	140.96
杭発生モー	メント	- • •			
杭頭 Mt	kN m	0.00	-19.41	-10 10	-160.04
地中部 Mm	kN.m	0.00	28.45	18.72	188.16
杭体応力	」 」 」				
	N/mm ²	$-20.90 \ge -140.00$	$-33.02 \ge -140.00$	$-29.18 \ge -140.00$	$-89.67 \ge -186.20$
斯 ot.ota	N/mm ²	$-20.90 \leq 140.00$	$-8.78 \le 140.00$	$-11.59 \le 140.00$	$50.38 \le 186.20$
面 τ, τα	N/mm ²	$0.000 \leq 80.000$	0.641 ≦ 80.000	0.422≦ 80.000	5.131 ≦ 106.400
判定	101111	ОК	OK	ОК	ОК
荷重ケースト	No 略称	5	6		
原点作用	<u>時</u> 力	case5	case6		
Vo	kN	44373.40	40164.70		
Но	kN	-1525.10	11886.70		
Mo	kN.m	-19968.00	46189.30		
原 点 災	团		0.60		
δx δz	mm	-1.64	9.69 3.85		
α	rad	-0.00032787	0.00099622		
δf, δa	mm	$1.64 \leq 10.00$	9.69 ≦ 10.00		
鉛直反	 力				
PNmax. Ra	kN	822.31 ≦ 3395.00	1106.47≦ 3395.00		
PNmin, Pa	kN	482.79≧ 0.00	74.85≧ 0.00		
水平反	力				
PH	kN	-22.43	174.80		
杭発生モー	メント				
杭頭 Mt	kN.m	24.66	-287.89		
地中部 Mm	kN.m	-36.24	282.42		
杭体応え	力度				
1 σε,σεα	N/mm ²	-39.21≧ -210.00	-113.97≧ -210.00		
断 ot,ota	N/mm ²	<i>-</i> 8.30≦ 210.00	$70.97 \leq 210.00$		
面 τ, τα	N/mm ²	$0.816 \leq 120.000$	$6.363 \leq 120.000$		
判定		OK	OK		

表	7. 4. 22	中央堰柱杭基礎計算結果	(水流直角方向
衣	7.4.22	中央堰枉机基礎計昇結果	(水流直角万回

- 44	c)	mhadl							
何旦	直ゲース N	o. 略称	1	2	3	4			
	原点作用	力	case7	case8-1	case8-2	case9-1			
	Vo	kN	39041.10	39041.10	39041.10	43849.10			
	Но	kN	0.00	1075.70	-1088.80	-3122.80			
	Mo	kN.m	-19130.10	-38650.70	390.40	-258/1.00			
	原点发(<u>M</u>							
	δx	mm	-0.05	0.61	-0.71	-2.10			
	δZ	mm rad	3./4 0.00002346	3.74	3.74	4.20			
	st So	nm	-0.00002340	-0.000044//	-0.00000219	-0.00003938			
		IIIII	0.03 = 10.00	0.01 = 10.00	0.71 = 10.00	2.10 = 10.00			
	鉛但仅)	力 一							
PN	max, Ra	kN	625.96≦ 3395.00	$673.03 \leq 3395.00$	578.97≦ 3395.00	$731.83 \leq 3395.00$			
PN	min, Pa	kN	$522.30 \ge 0.00$	$475.23 \ge 0.00$	$569.30 \ge 0.00$	557.85 ≥ 0.00			
	水平反	力							
	PH	kN	0.00	15.82	-16.01	-45.92			
杭	発生モー	メント							
杭	頊 Mt	kN.m	-1.44	-34.34	31.84	89.28			
地中	户部 Mm	kN.m	0.05	25.56	-25.87	-74.20			
	杭体応ナ	度							
1		N/mm2	$-23.15 \ge -140.00$	-33.29 > -140.00	-29.22 > -140.00	$-10.40 \ge -140.00$			
脈	σc,σca	N/mm2	$-23.13 \equiv -140.00$ 18.64 ≤ -140.00	-33.29 = -140.00 8 51 < 140.00	$-29.22 \equiv -140.00$ 12.57 ≤ -140.00	-49.49 = -140.00 2.55 < 140.00			
而		N/mm^2	$-18.04 \ge 140.00$ $0.010 \le 80.000$	$-6.51 \ge 140.00$ 0.576 < 80.000	$-12.37 \ge 140.00$ 0.583 < 80.000	$2.53 \ge 140.00$ $1.672 \le 80.000$			
щ	vult-	N/mm ²	0.010 = 80.000	0.370≧ 80.000	0.383 = 80.000	1.0/2 00.000			
	判正		OK	OK	OK	OK			
荷重	重ケース N	o. 略称	5	6	7	8			
	原点作用力		case9-2	case10-1	case10-2	case11-1			
	Vo kN		43849.10	36701.20	36701.20	44373.40			
	Ho kN		-4685.30	9395.00	-9395.00	1103.10			
	Mo kN.m		438.50	-93221.10	37802.20	-56798.00			
	原点変的	立							
	δx	mm	-3.06	3.79	-3.91	0.58			
	δz	mm	4.20	3.52	3.52	4.25			
	α	rad	-0.00001094	-0.00009427	0.00002637	-0.00006696			
	of, da	mm	$3.06 \ge 10.00$	$3./9 \ge 10.00$	$3.91 \ge 10.00$	$0.58 \ge 10.00$			
	鉛直反	力							
PN	max, Ra	kN	$669.00 \leq 3395.00$	$747.99 \leq 5093.00$	$597.98 \leq 5093.00$	$800.47 \leq 3395.00$			
PN	min, Pa	kN	$620.68 \ge 0.00$	331.46≧-2432.00	481.47≧-2432.00	$504.63 \ge 0.00$			
	水平反	力							
	PH	kN	-68.90	138.16	-138.16	16.22			
杭	発生モー	メント							
右頭	疽 Mt	kN m	136.01	-246.28	241.35	-36 50			
地中	⊐部 Mm	kN.m	-111.32	184.43	-184.43	26.21			
1	杭体応力	度							
1	6 0 6 00	N/mm2	$-59.40 \ge -140.00$	$-90.27 \ge -186.20$	$-83.55 \ge -186.20$	$-38.48 \ge -210.00$			
断	$\sigma t \sigma t a$	N/mm2	$12.46 \le 140.00$	50.27 = -100.20 $50.98 \le -1.86.20$	$44.26 \le 186.20$	$-9.02 \le 210.00$			
面	т, та	N/mm2	$2.508 \le 80.000$	$5.029 \le 106.20$	$5.029 \le 106400$	$0.590 \le 120000$			
1	y	1N/1111112		0 ¹ / ₂	01/2 01/2	0.270 120.000			
	刊Æ		UK	UK	UK	OK			

表 7.4.23 中央堰柱杭基礎計算結果(水流方向 1	/2)
-----------------------------	-----

荷重ケー	スNo. 略称	9	10	11		
原点	作用力	case11-2	case12-1	case12-2		
Vo	kN	44373.40	46871.10	46871.10		
Но	kN	-1116.20	2889.30	1207.20		
Mo	kN.m	-17749.40	-28591.40	-937.40		
原点	、変位					
δx mm		-0.77	1.82	0.79		
δz mm		4.25	4.49	4.49		
α rad		-0.00002450	-0.00002799	0.00000181		
δf, δa mm		$0.77 \leq 10.00$	$1.82 \leq 10.00$	$0.79 \leq 10.00$		
鉛直反力						
PNmax, F	la kN	$706.68 \le 3395.00$	751.11≦ 3395.00	693.27≦ 3395.00		
PNmin, P	a kN	$598.42 \ge 0.00$	$627.45 \ge 0.00$	$685.29 \ge 0.00$		
水平	反力					
PH	kN	-16.41	42.49	17.75		
杭発生モ	ーメント					
杭頭 N	It kN.m	31.27	-86.56	-35.34		
地中部 M	m kN.m	-26.52	68.65	28.68		
杭体応力度						
1 $\sigma c, \sigma ca = N/mm_a^2$		-33.73≧ -210.00	-49.50≧ -140.00	-34.28≧ -140.00		
断 ot,ot	a N/mm ²	<i>-</i> 13.78≦ 210.00	$-0.68 \leq 140.00$	$-15.90 \leq 140.00$		
$\overline{\text{m}}$ $\tau, \tau a$ N/mm ²		$0.597 \leq 120.000$	$1.547 \leq 80.000$	$0.646 \leq 80.000$		
半	定	OK	OK	OK		

表 7.4.24 中央堰柱杭基礎計算結果 (水流方向 2/2)

(ii) 杭頭補強鉄筋計算結果

中央堰柱杭基礎の杭頭補強鉄筋の計算条件を下記に示す。計算結果を表 7.4.25、表 7.4.26 に示す。なお、計算結果のうち、赤線で囲ったケースが決定ケースである。

- ・杭外径 D = 600.00 (mm)
- ・仮想 RC 断面直径 Do = 850.00 (mm)
- ・内径 Ro = 0.00 (mm)

・鉄筋 D25-11 (@ 140) As = 55.74(cm2)(日本の JIS 規格での鉄筋量)

杭頭補強は、上記 As=55.74cm²(日本の JIS 規格での鉄筋量)を上回る鉄筋量とし、D25-12本(As=58.91cm²)を配置する。

表 7.4.25 中央堰柱仮想鉄筋コンクリー	- ト断面の照査	(水流直角方向)
------------------------	----------	----------

No	荷重夕败称	献力	断面	ī力	中立軸	応力度	(N/mm ²)	許容値	(N/mm ²)	和学
INU	何里石哈尔	平田ノノ	M (kN.m)	N (kN)	X (cm)	σc	σs	σca	σsa	TIL
1	case1	Nmax Nmin	0.0	574.1 574.1	$\begin{array}{c} 0.00\\ 0.00\end{array}$	$\begin{array}{c} 0.88\\ 0.88\end{array}$	-13.23 -13.23	8.28	-168.00 -168.00	OK OK
2	case2	Nmax Nmin	28.4	707.0 441.3	150.07 109.65	1.51 1.11	-20.00 -13.88	8.28	-168.00 -168.00	OK OK
3	case3	Nmax Nmin	18.7	669.9 450.1	197.30 146.51	1.31 0.97	-17.88 -12.81	8.28	-168.00 -168.00	OK OK
4	case4	Nmax Nmin	188.2	1140.3 -60.9	64.56 24.13	4.83 6.71	-52.25 178.71	11.01	-223.44 223.44	OK OK
5	case5	Nmax Nmin	36.2	822.3 482.8	140.66 100.13	1.81 1.29	-23.67 -15.85	12.42	-252.00 -252.00	OK OK
6	case6	Nmax Nmin	287.9	1106.5 74.8	46.58 25.98	7.71 9.99	-70.93 236.47	12.42	-252.00 252.00	OK OK

※Mは杭頭曲げモーメントと地中部最大曲げモーメントのうち大きい方の値とする。

※鉄筋の応力度および許容応力度は、正値が引張、負値が圧縮を示す。

出典:調査団

表 7.4.26 中央堰柱仮想鉄筋コンクリート断面の照査(水流方向)

No 荷重名略称		献力	断面	面力	中立軸	応力度	(N/mm ²)	許容値	(N/mm ²)	判定
INU	的里石哈尔	平田ノノ	M (kN.m)	N (kN)	X (cm)	σc	σs	σca	σsa	TILE
1	200527	Nmax	1.4	626.0	1974.67	0.98	-14.61	8.28	-168.00	OK
1	case /	Nmin		522.3	1654.60	0.82	-12.22		-168.00	OK
n	00009 1	Nmax	34.3	673.0	127.29	1.55	-19.99	8.28	-168.00	OK
2	Caseo-1	Nmin		475.2	102.37	1.25	-15.43		-168.00	OK
2	2222 2	Nmax	31.8	579.0	121.18	1.37	-17.49	8.28	-168.00	OK
3	caseo-2	Nmin		569.3	119.86	1.35	-17.27		-168.00	OK
4	aasa0_1	Nmax	89.3	731.8	77.41	2.48	-28.59	8.28	-168.00	OK
4	Case9-1	Nmin		557.9	65.88	2.30	-25.09		-168.00	OK
5	00000 2	Nmax	136.9	669.0	55.43	3.51	-35.53	8.28	-168.00	OK
5	Case9-2	Nmin		620.7	52.46	3.54	-34.89		-168.00	OK
6	aasa10_1	Nmax	246.3	748.0	40.20	7.00	69.97	11.01	223.44	OK
0	case 10-1	Nmin		331.5	30.26	8.00	145.76		223.44	OK
7	cose10.2	Nmax	241.3	598.0	36.38	7.18	90.68	11.01	223.44	OK
	case 10-2	Nmin		481.5	33.52	7.47	111.92		223.44	OK
8	coce11_1	Nmax	36.5	800.5	137.27	1.78	-23.21	12.42	-252.00	OK
0	Case 11-1	Nmin		504.6	102.24	1.33	-16.39		-252.00	OK
0	aasa11.2	Nmax	31.3	706.7	140.06	1.56	-20.37	12.42	-252.00	OK
9	case11-2	Nmin		598.4	125.11	1.39	-17.88		-252.00	OK
10	cose12 1	Nmax	86.6	751.1	79.77	2.47	-28.64	8.28	-168.00	OK
10	Case12-1	Nmin		627.4	72.24	2.31	-25.99		-168.00	OK
11	cose12.2	Nmax	35.3	693.3	127.37	1.60	-20.58	8.28	-168.00	OK
11	Case12-2	Nmin		685.3	126.39	1.59	-20.40		-168.00	OK

※Mは杭頭曲げモーメントと地中部最大曲げモーメントのうち大きい方の値とする。

※鉄筋の応力度および許容応力度は、正値が引張、負値が圧縮を示す。

出典:調査団

(g) 検討結果

中央堰柱杭基礎の検討結果を図 7.4.27、図 7.4.28 に示す。検討結果の詳細については構造計 算書に示す。



図 7.4.27 中央堰柱杭配置



出典:調査団

図 7.4.28 杭基礎計算結果

4) 端部堰柱杭基礎の検討

端部堰柱について、杭基礎の設計計算を行う。計算の詳細については構造計算書に示す。

(a) 構造寸法

端部堰柱の構造寸法図を示す。



図 7.4.29 端部堰柱構造寸法図



出典:調査団

図 7.4.30 端部堰柱杭配置

(b) 地盤条件

杭基礎の設計に用いる地盤条件を次頁に示す。Cainta 水門地点には BH-C01~BH-C03 の 3 箇 所の地質調査があるが、出現する地層の N 値が低く、支持層の出現深度が深くなり、杭基礎の 設計に対して、最も厳しい条件となる地質調査の BH-C03 を採用して計算を行う。



図 7.4.31 想定地質断面図

											DD	BH-C	03	-				
	膨潤指数 Cc	(0.056)		(0.041)							9. 小 標高 (m)	深度 (m)	土質	N値 9 10 20 30 40 Sp				
	压縮指数 Cc	(1.17)		(0.42)									シルト質粘土			+5.75		
	圧密沈下 対象層	0		0							3.2	6.00	シルト	11		φ600×16t ,L=7.0		
	変形係数 E50 (MN/m ²)	(1.5)		(1.5)							-0.7	1 2.00	粘土粘	2		SKK400		
)D-BH-CO3)	せん断抵抗角 ∲(°)	(0)	0	(0)	0	0	36	0	0	40	-4.74	4.00	土砂質粘土					
き数一覧 ([粘着力 c (kN/m ²)	(14)	130	(14)	100	200	0	250	420	0	-7.7	1 3.00 1 3.00	砂	26				00
27 土質5	単位体積 重量 _γ t (kN/m ³)	(15)	17	(16)	17	18	20	18	19	21						_		33,9(
表 7.4	塑性指数 Ip	21	16	17	65	30		45	23	21			粘			þ600×9t ,L=27.0		
	細粒分 Fc (%)	93	06	70	96	60	13	94	74	45			±	20		SKK400		
	含水比 Wn (%)	67	43	37	53	37	19	46	35	33				925				
	N 値	1	11	2	8	16	26	20	34	50	-24 7/	14 00		19 0			ŗ	
	土質	干利珠	干利珠	粘性土	粘性土	粘性土	砂質土	粘性土	粘性土	砂質土	-26.7	1 2.00	シ り				入れ 3,410 3,410	
	书	C1	C2	C3	C4	C5	S1	C6	C7	S2	-29.1	2.45	 土 質 砂		_	28.15		¥

ВН H T ł 4 ł -Г С . ٢

詳細設計業務実施報告書



杭基礎設計用地盤条件

32 7.4.

X

パッシグ・マリキナ川河川改修事業(フェーズIV)詳細設計

(c) 検討ケース

検討ケースについては、下記のケースに対して計算を行う。

\smallsetminus			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17			247			
			自	F	橋	ゲ	螺	週	風,	活	±	上	Ŧ	F	F	下	揚	地	動	水位		容	昭	· 香対:	象
			重	屋	梁	1	旋	度	荷	荷	圧	流	流	載	流	流	圧	震	水	条件	$\frac{\tau}{1}$	応		10000	
				荷	上	F	階	荷	重	重		側	側	±	側	側	力	時	圧			力度	 		
				重	部	荷	段	重				水	水	砂	水	水		慣		水		σ		中	
					Т	重	荷	*				圧	圧	荷	重	重		性		門	条 	割	>nto +rea	央	翼
					荷		重							重				力		本	件	係	松	堰	壁
					重															体		数	11	柱	
	CASE1	常時	0	0	0	0	0	0		0	0	0		0	0	0	0			Α	開	1.00	0		0
	CASE2	常時+風荷重	$^{\circ}$	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0	0	0	0			А	開	1.25	0	0	
水流	CASE3	洪水時(本川DFL時)	0	0	0	0	0		0	0	0	0		0	0	0	0			В	閉	1.25	0	0	0
直角方向	CASE4	地震時	0	0	0	0	0				0	0		0	0	0	0	0	0	С	開	1.33	0	0	0
	CASE5	施工時(左岸締切)	0	0	0	0	0		0		0									D	片側	1.50	0	0	0
	CASE6	施工時(右岸締切)	0	0	0	0	0		0		0									E	開	1.50		0	
	CASE7	常時	0	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0	0	0	0			А	開	1.00	0	0	
	CASE8	常時+風荷重	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			Α	開	1.25	0	0	
***	CASE9	洪水時(本川DFL時)	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0			В	閉	1.25	0	0	
水流方向	CASE10	地震時	0	0	0	0	0				0	0	0	0	0	0	0	0	0	С	開	1.33	0	0	
	CASE11	施工時	0	0	0	0	0		0		0									D	開	1.50	0	0	
	CASE12	洪水時(支川DFL時)	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0			F	閉	1.25	0	0	



※温度荷重は構造計算のみ考慮する

出典:調査団

(d) 荷重条件

杭基礎に作用する荷重については、端部堰柱の安定計算にて集計した荷重を作用させる。下表に端部堰柱の安定計算結果の一覧表を示す。

ケース	荷重名称	V (KN)	H (KN)	M (KN·m)
Case1	常時	79712.98	16146.08	6377.04
Case2	常時+風荷重	79712.98	16591.55	-3188.52
Case3	洪水時(本川 DFL 時)	75951.57	20306.81	-18987.89
Case4	地震時	81001.29	38617.36	-136892.18
Case5	左岸施工時	101565.53	13574.89	36563.59
Case6	右岸施工時		_	_

表 7.4.29 端部堰柱安定計算結果一覧表 (水流直角方向)

表	7.4.30	端部堰柱安定計算結果-	-覧表	(水流方回	匀)
表	7.4.30	端部堰柱安定計算結果-	−覧表	(水流方	Γ

ケース	荷重名称		V (KN)	H (KN)	M (KN·m)
Case7	常時		73345.12	0.00	-27137.69
Case8-1	常時+風荷重	(風向:上流→下流)	73345.12	701.63	-41806.72
Case8-2	常時+風荷重	(風向:下流→上流)	73345.12	-734.78	-12468.67
Case9-1	洪水時(本川 DFL 時)	(風向:上流→下流)	68062.99	-986.95	-20418.90
Case9-2	洪水時(本川 DFL 時)	(風向:下流→上流)	68062.99	-2146.81	2041.89
Case10-1	地震時	(慣性力:上流→下流)	75698.79	18890.17	-158967.46
Case10-2	地震時	(慣性力 : 下流→上流)	75698.79	-18890.17	98408.43
Case11-1	施工時	(風向:上流→下流)	93985.25	701.63	-45112.92
Case11-2	施工時	(風向:下流→上流)	93985.25	-734.78	-15977.49
Case12-1	洪水時(支川 DFL 時)	(風向:上流→下流)	72822.09	1398.03	-44421.47
Case12-2	洪水時(支川 DFL 時)	(風向:下流→上流)	72822.09	187.80	-21118.41

(e) 検討条件

杭基礎の検討条件を下記に示す。

・杭種	:鋼管杭
・施工工法	: 打込み杭(バイブロハンマ)
・杭頭接合条件	: 剛結・ヒンジ
・杭先端条件	: ヒンジ
・杭の種類	: 支持杭
・杭の許容変位量 常 時	: 10.0 (mm)
地震時	: 10.0 (mm)
・杭体のヤング係数	: 2.00 ×105 (N/mm2)
・杭本数	: 133 (本)
・杭径	: 600.0 (mm)
・外側腐食代	: 1.0 (mm)
・内側腐食代	: 0.0 (mm)
・設計杭長,鋼管厚,材質	: 33.90 (m)
[第1断面: 6.90(m)	16.0 (mm) SKK400]
[第2断面: 27.00(m)	9.0 (mm) SKK400]

(f) 計算結果

(i) 杭基礎計算結果

端部堰柱杭基礎の計算結果を表 7.4.31~表 7.4.33 に示す。なお、計算結果のうち、赤線で 囲ったケースが決定ケースである。

荷重	重ケース N	o. 略称	1	2	3	4
	原点作用	力	case1	case2	case3	case4
	Vo	kN	79814.50	79814.50	76054.00	81101.40
	Ho Mo	kN	16146.10	16591.50	20306.80	38637.40
	 百占亦/	KN.m	-0383.20	3192.00	19013.30	13/8/2.41
	小示示友]。 Sv	<u>.</u> mm	5 50	5.83	7.25	9.78
	δz	mm	3.92	3.92	3.74	4.02
	α	rad	0.00012230	0.00016520	0.00025966	0.00085076
	δf, δa	mm	$5.59 \leq 10.00$	$5.83 \leq 10.00$	$7.25 \leq 10.00$	$9.78 \leq 10.00$
	鉛直反ス	力				
PN	Vmax, Ra	kN	695.80≦ 3562.00	729.36≦ 3562.00	774.99≦ 3562.00	1275.43≦ 5344.00
PN	Nmin, Pa	kN	504.42≧ 0.00	470.86≧ 0.00	368.68≧ 0.00	-55.86≧-2432.00
	水平反ス	力				
	PH	kN	121.40	124.75	152.68	290.51
枋	「発生モーン	メント				
杭	頭 Mt	kN.m	-234.90	-238.96	-288.94	-441.66
地	中部 Mm	kN.m	196.14	201.55	246.68	387.79
	杭体応力	度				
1	σς,σca	N/mm ²	-85.46≧ -140.00	-87.72≧ -140.00	-102.18≧ -140.00	-159.49≧ -186.20
断	σt,σta	N/mm ²	41.77≦ 140.00	$44.03 \leq 140.00$	$60.55 \leq 140.00$	115.10≦ 186.20
面	τ, τα	N/mm ²	$4.419 \leq 80.000$	4.541≦ 80.000	$5.558 \leq 80.000$	$10.574 \leq 106.400$
	判定		OK	OK	OK	OK
荷	重ケース N	o. 略称	5			
	原点作用	力	case5			
	Vo	kN	101662.80			
	Но	kN	13574.90			
	Mo 西上亦/	kN.m	-35582.00			
		<u>V.</u>	4 47			
	ox δz	mm	4.47			
	α	rad	-0.00001390			
	δf, δa	mm	$4.47 ~\leq~ 10.00$			
	鉛直反ス	ђ				
PN	Jmax, Ra	kN	775.26≦ 3562.00			
PN	Nmin, Pa	kN	753.51≧ 0.00			
	水平反力	カ				
	PH	kN	102.07			
枋	「発生モーン	メント				
杭	頭 Mt	kN.m	-204.66			
地	中部 Mm	kN.m	164.91			
	杭体応力	度				
1	σς,σca	N/mm ²	<i>-</i> 80.61≧ <i>-</i> 210.00			
断	σt,σta	N/mm ²	24.97≦ 210.00			
面	τ, τα	N/mm ²	$3.715 \leq 120.000$			
	判定		OK			

表 7.4.31 端部堰柱杭基礎計算結果(水流直角方

荷重	重ケースNo	o. 略称	1	2	3	4
	原点作用	力	case7	case8-1	case8-2	case9-1
	Vo Ho	kN kN	73446.60	73446.60	73446.60	68165.40 987.00
	Mo	kN.m	-27175.30	-41130.10	-12485.90	-20449.60
原点変位		立				
δx mm		mm	-0.03	0.18	-0.26	-0.36
	δz	mm rad	3.60	3.60	3.60	3.34
	δf. δa	mm	$0.03 \le 10.00$	$0.18 \le 10.00$	$0.26 \le 10.00$	$0.36 \le 10.00$
	,	 h				
PN	max. Ra	kN	$590.34 \le 3562.00$	$607.95 \le 3562.00$	$571.80 \le 3562.00$	$543.97 \le 3562.00$
PN	Vmin, Pa	kN	514.12≧ 0.00	496.51≧ 0.00	532.66≧ 0.00	481.08≧ 0.00
	水平反フ	力				
	PH	kN	0.00	5.28	-5.52	-7.42
杭	発生モース	メント				
杭	頭 Mt	kN.m	-1.06	-12.08	10.49	13.94
地中	<u>ド部 Mm</u> - たたさも	KN.m	0.04	8.52	-8.93	-11.99
1	机冲心刀	皮 N/mm2	21.76 > 140.00	25.22 > 140.00	22.50 > 140.00	22.27 > 140.00
断	σt,σta	N/mm ²	$-21.76 \leq -140.00$ $-18.44 \leq 140.00$	$-25.22 \ge -140.00$ $-14.98 \le 140.00$	$-25.30 \ge -140.00$ $-16.70 \le 140.00$	$-23.37 \le -140.00$ $-13.94 \le 140.00$
面	τ, τα	N/mm ²	$0.007 \leq 80.000$	$0.192 \leq 80.000$	$0.201 \leq 80.000$	$0.270 \leq 80.000$
山 t, ta IV/IIIII- 判定			OK	OK	OK	OK
ー TIL 荷重ケースNo 取称			910		on	
荷重	モケースNo	o. 略称	5	6	7	8
荷重	ー 重ケースNa 原点作用	o. 略称 力	5 case9-2	6 case10-1	7 case10-2	8 case11-1
荷重	モデルズ 重ケースNo 原点作用 Vo	o. 略称 力 kN	5 case9-2 68165.40	6 case10-1 75798.90	7 case10-2 75798.90	8 case11-1 94082.50 701 (0
荷重	モリン 重ケースNo 原点作用 Vo Ho Mo	o. 略称 力 kN kN kN.m	5 case9-2 68165.40 -2146.80 2045.00	6 case10-1 75798.90 18910.20 -159177.80	7 case10-2 75798.90 -18910.20 99296.60	8 case11-1 94082.50 701.60 -44218.80
荷重	TILE 重ケースNo 原点作用 Vo Ho Mo 原点変伯	o. 略称 力 kN kN kN.m	5 case9-2 68165.40 -2146.80 2045.00	6 case10-1 75798.90 18910.20 -159177.80	7 case10-2 75798.90 -18910.20 99296.60	8 case11-1 94082.50 701.60 -44218.80
荷重	重ケースNo 原点作用 Vo Ho Mo 原点変信 δx	o. 略称 力 kN kN kN.m 立 mm	5 case9-2 68165.40 -2146.80 2045.00 -0.71	6 case10-1 75798.90 18910.20 -159177.80 3.93	7 case10-2 75798.90 -18910.20 99296.60 -3.99	8 case11-1 94082.50 701.60 -44218.80 0.18
荷重	Trike 重ケースNo 原点作用 Ho Mo 原点変伯 るx るz	o. 略称 力 kN kN.m 立 mm mm	5 case9-2 68165.40 -2146.80 2045.00	6 case10-1 75798.90 18910.20 -159177.80 3.93 3.71 0.00008017	7 case10-2 75798.90 -18910.20 99296.60 -3.99 3.71 0.00004210	8 case11-1 94082.50 701.60 -44218.80 0.18 4.61 0.0002718
荷重	Fife 重ケースNG 原点作用 Vo Ho Mo 原点変信 δx δz α δt δa	o. 略称 力 kN kN.m 立 mm rad mm	$ \begin{array}{r} 5 \\ case9-2 \\ \hline 68165.40 \\ -2146.80 \\ 2045.00 \\ \hline -0.71 \\ 3.34 \\ -0.00000142 \\ 0.71 \leq 10.00 \\ \end{array} $	$ \begin{array}{r} 6\\ case10-1\\ \hline 75798.90\\ 18910.20\\ -159177.80\\ \hline 3.93\\ 3.71\\ -0.00008017\\ \hline 3.93 \leq 10.00\\ \end{array} $	7 case10-2 75798.90 -18910.20 99296.60 -3.99 3.71 0.00004219 3.99 \leq 10.00	$ \begin{array}{r} 8\\ case11-1\\ 94082.50\\ 701.60\\ -44218.80\\ \hline 0.18\\ 4.61\\ -0.00002718\\ 0.18 \leq 10.00\\ 0.18 \leq 10.00\\ \end{array} $
荷重	 Fife 重ケースNo 原点作用 Vo Ho Mo 原点変化 δx δz α δt, δa 	o. 略称 力 kN kN.m 立 mm rad mm	$ \begin{array}{r} 5 \\ case9-2 \\ \hline 68165.40 \\ -2146.80 \\ 2045.00 \\ \hline -0.71 \\ 3.34 \\ -0.00000142 \\ \hline 0.71 \leq 10.00 \\ \end{array} $	$ \begin{array}{r} 6\\ case10-1\\ \hline 75798.90\\ 18910.20\\ -159177.80\\ \hline 3.93\\ 3.71\\ -0.00008017\\ \hline 3.93 \leq 10.00\\ \end{array} $	7 case10-2 75798.90 -18910.20 99296.60 -3.99 3.71 0.00004219 3.99 \leq 10.00	8 case11-1 94082.50 701.60 -44218.80 0.18 4.61 -0.00002718 0.18 \leq 10.00
荷重 	重ケースNo 原点作用 Vo Ho 原点変化 δx δz α δf, δa 公 の の の 名 の の の の の の の の の の の の の の の	o. 略称 力 kN kN.m 立 mm rad mm 力	5 case9-2 68165.40 -2146.80 2045.00 -0.71 3.34 -0.00000142 0.71 \leq 10.00	$ \begin{array}{r} 6\\ case10-1\\ \hline 75798.90\\ 18910.20\\ -159177.80\\ \hline 3.93\\ 3.71\\ -0.00008017\\ \hline 3.93 \leq 10.00\\ \hline 747.03 \leq 5344.00\\ \hline \end{array} $	7 case10-2 75798.90 -18910.20 99296.60 -3.99 3.71 0.00004219 3.99 \leq 10.00 663.13 \leq 5344.00	8 case11-1 94082.50 701.60 -44218.80 0.18 4.61 -0.00002718 0.18 \leq 10.00 767.44 \leq 3562.00
荷重 PN PN	 FT/L 重ケースNe 原点作用 Vo Ho Mo 原点変化 δx δz α δf, δa 勤直反7 max, Ra Jmin, Pa 	o. 略称 力 kN kN.m 立 mm rad mm 力 kN kN	5 $case9-2$ 68165.40 -2146.80 2045.00 -0.71 3.34 -0.00000142 $0.71 \leq 10.00$ $515.67 \leq 3562.00$ $509.38 \geq 0.00$	$ \begin{array}{c} 6\\ case10-1\\ 75798.90\\ 18910.20\\ -159177.80\\ \hline 3.93\\ 3.71\\ -0.00008017\\ \hline 3.93 \leq 10.00\\ \hline 747.03 \leq 5344.00\\ 392.80 \geq -2432.00\\ \end{array} $	7 case10-2 75798.90 -18910.20 99296.60 -3.99 3.71 0.00004219 3.99 \leq 10.00 663.13 \leq 5344.00 476.71 \geq -2432.00	8 case11-1 94082.50 701.60 -44218.80 0.18 4.61 -0.00002718 0.18 \leq 10.00 767.44 \leq 3562.00 647.34 \geq 0.00
荷重 PN PN	Fife 重ケースNG 原点作用 Vo Ho Mo 原点変信 δx δz α δf, δa Sdf, δa Sdf, δa Sdf, δa Smax, Ra Jmax, Ra	o. 略称 カ kN kN.m 立 mm rad mm 力 kN kN kN kN n カ	5 $case9-2$ 68165.40 -2146.80 2045.00 -0.71 3.34 -0.00000142 $0.71 \leq 10.00$ $515.67 \leq 3562.00$ $509.38 \geq 0.00$	$ \begin{array}{c} 6\\ case10-1\\ \hline 75798.90\\ 18910.20\\ -159177.80\\ \hline 3.93\\ 3.71\\ -0.00008017\\ \hline 3.93 \leq 10.00\\ \hline 747.03 \leq 5344.00\\ 392.80 \geq -2432.00\\ \end{array} $	7 case10-2 75798.90 -18910.20 99296.60 -3.99 3.71 0.00004219 3.99 \leq 10.00 663.13 \leq 5344.00 476.71 \geq -2432.00	8 case11-1 94082.50 701.60 -44218.80 0.18 4.61 -0.00002718 0.18 \leq 10.00 767.44 \leq 3562.00 647.34 \geq 0.00
荷重 PN PN	重ケースNe 原点作用 Vo Ho Mo 原点変化 δx δz α δf, δa Δ Δ δf, δa Δ Δ μmin, Pa ア H	b. 略称 力 kN kN.m 立 mm rad mm 力 kN kN kN kN kN kN kN kN kN kN	5 case9-2 68165.40 -2146.80 2045.00 -0.71 3.34 -0.00000142 0.71 \leq 10.00 515.67 \leq 3562.00 509.38 \geq 0.00 -16.14	$ \begin{array}{c} 6\\ case10-1\\ 75798.90\\ 18910.20\\ -159177.80\\ \hline 3.93\\ 3.71\\ -0.00008017\\ \overline{3.93} \leq 10.00\\ \hline 747.03 \leq 5344.00\\ 392.80 \geq -2432.00\\ \hline 142.18\\ \end{array} $	7 case10-2 75798.90 -18910.20 99296.60 -3.99 3.71 0.00004219 3.99 \leq 10.00 6663.13 \leq 5344.00 476.71 \geq -2432.00 -142.18	8 case11-1 94082.50 701.60 -44218.80 0.18 4.61 -0.00002718 0.18 \leq 10.00 767.44 \leq 3562.00 647.34 \geq 0.00 5.28
荷重 PN PN	Fife 重ケースNo 原点作用 Vo Ho 原点変化 δx δz δt, δa Jmin, Pa 水平反う PH ※生モー>	o. 略称 カ kN kN.m 立 mm rad mm 力 kN kN kN kN メント	5 case9-2 68165.40 -2146.80 2045.00 -0.71 3.34 -0.00000142 0.71 \leq 10.00 515.67 \leq 3562.00 509.38 \geq 0.00 -16.14	$ \begin{array}{c} 6\\ case10-1\\ \hline 75798.90\\ 18910.20\\ -159177.80\\ \hline 3.93\\ 3.71\\ -0.00008017\\ \hline 3.93 \leq 10.00\\ \hline 747.03 \leq 5344.00\\ 392.80 \geq -2432.00\\ \hline 142.18\\ \end{array} $	7 case10-2 75798.90 -18910.20 99296.60 -3.99 3.71 0.00004219 3.99 \leq 10.00 663.13 \leq 5344.00 476.71 \geq -2432.00 -142.18	8 case11-1 94082.50 701.60 -44218.80 0.18 4.61 -0.00002718 0.18 \leq 10.00 767.44 \leq 3562.00 647.34 \geq 0.00
荷重 PN PN fttt	File File File Error File Erroro File Error File	o. 略称 カ kN kN.m 立 mm rad mm たN kN kN kN kN kN kN kN kN kN k	5 case9-2 68165.40 -2146.80 2045.00 -0.71 3.34 -0.00000142 0.71 \leq 10.00 515.67 \leq 3562.00 509.38 \geq 0.00 -16.14 32.14 26.00	$ \begin{array}{r} 6\\ case10-1\\ 75798.90\\ 18910.20\\ -159177.80\\ \hline 3.93\\ 3.71\\ -0.00008017\\ \overline{3.93} \leq 10.00\\ \hline 747.03 \leq 5344.00\\ \underline{392.80 \geq -2432.00}\\ \hline 142.18\\ \hline -252.22\\ \underline{180,00}\\ \hline \end{array} $	7 case10-2 75798.90 -18910.20 99296.60 -3.99 3.71 0.00004219 3.99 \leq 10.00 6663.13 \leq 5344.00 476.71 \geq -2432.00 -142.18 249.46 180.20	8 case11-1 94082.50 701.60 -44218.80 0.18 4.61 -0.00002718 0.18 \leq 10.00 767.44 \leq 3562.00 647.34 \geq 0.00 5.28 -12.20 8.52
荷重 PN PN 杭 城	Fife 重ケースNo 原点作用 Vo Ho 原点変化 δx δz α δf, δa Jmax, Ra Jmin, Pa 水平反7 PH 発生モーフ 可部 Mm 坊(ホー+	o. 略称 力 kN kN.m 立 mm rad mm 方 kN kN kN kN kN kN kN kN m m た kN kN m m rad	5 case9-2 68165.40 -2146.80 2045.00 -0.71 3.34 -0.00000142 0.71 \leq 10.00 515.67 \leq 3562.00 509.38 \geq 0.00 -16.14 32.14 -26.08	$ \begin{array}{r} 6\\ case10-1\\ 75798.90\\ 18910.20\\ -159177.80\\ \hline 3.93\\ 3.71\\ -0.00008017\\ \hline 3.93 \leq 10.00\\ \hline 747.03 \leq 5344.00\\ 392.80 \geq -2432.00\\ \hline 142.18\\ \hline -252.22\\ 189.80\\ \hline \end{array} $	7 case10-2 75798.90 -18910.20 99296.60 -3.99 3.71 0.00004219 3.99 \leq 10.00 6663.13 \leq 5344.00 476.71 \geq -2432.00 -142.18 249.46 -189.80	8 case11-1 94082.50 701.60 -44218.80 0.18 4.61 -0.00002718 0.18 \leq 10.00 767.44 \leq 3562.00 647.34 \geq 0.00 5.28 -12.20 8.52
荷 一 PN PN N N	Fife 重ケースNo 原点作用 Vo Ho 原点変化 δx δz α δf, δa Jmin, Pa 水平反7 PH 発生モーラ 項部 Mm 杭休体応力	o. 略称 カ kN kN.m 立 mm rad mm rad か kN kN kN kN kN kN kN kN kN kN	5 case9-2 68165.40 -2146.80 2045.00 -0.71 3.34 -0.00000142 0.71 \leq 10.00 515.67 \leq 3562.00 509.38 \geq 0.00 -16.14 32.14 -26.08 27.00 > 140.00	$ \begin{array}{c} 6\\ case10-1\\ 75798.90\\ 18910.20\\ -159177.80\\ \hline 3.93\\ 3.71\\ -0.00008017\\ \overline{3.93} \leq 10.00\\ \hline 747.03 \leq 5344.00\\ 392.80 \geq -2432.00\\ \hline 142.18\\ \hline -252.22\\ 189.80\\ \hline 01.76 \geq 186.20\\ \hline \end{array} $	7 case10-2 75798.90 -18910.20 99296.60 -3.99 3.71 0.00004219 3.99 \leq 10.00 663.13 \leq 5344.00 476.71 \geq -2432.00 -142.18 249.46 -189.80 28.00 \geq 186.20	8 case11-1 94082.50 701.60 -44218.80 0.18 4.61 -0.00002718 0.18 \leq 10.00 767.44 \leq 3562.00 647.34 \geq 0.00 5.28 -12.20 8.52 -12.20 8.52
荷重 PN PN 机 机 机	Fife 重ケースNa 原点作用 Vo Ho 原点変化 δx δz α δf, δa Jmax, Ra Jmin, Pa 水平反う PH 発生モーラ 項 Mt 内体応力 oc,oca ot,ota	o. 略称 カ kN kN.m 立 mm rad mm 方 kN kN kN kN kN kN kN kN kN kN	5 case9-2 68165.40 -2146.80 2045.00 -0.71 3.34 -0.00000142 0.71 ≤ 10.00 515.67 ≤ 3562.00 509.38 ≥ 0.00 -16.14 32.14 -26.08 -27.00 ≥ -140.00 -10.31 ≤ 140.00	$\begin{array}{c} 6\\ case10-1\\ \hline \\ 75798.90\\ 18910.20\\ -159177.80\\ \hline \\ 3.93\\ 3.71\\ -0.00008017\\ \hline \\ 3.93 \leq 10.00\\ \hline \\ 747.03 \leq 5344.00\\ 392.80 \geq -2432.00\\ \hline \\ 142.18\\ \hline \\ -252.22\\ 189.80\\ \hline \\ -91.76 \geq -186.20\\ 50.27 \leq 186.20\\ \hline \end{array}$	7 case10-2 75798.90 -18910.20 99296.60 -3.99 3.71 0.00004219 3.99 \leq 10.00 663.13 \leq 5344.00 476.71 \geq -2432.00 -142.18 249.46 -189.80 -88.00 \geq -186.20 46.51 \leq 186.20	8 case11-1 94082.50 701.60 -44218.80 0.18 4.61 -0.00002718 0.18 \leq 10.00 767.44 \leq 3562.00 647.34 \geq 0.00 5.28 -12.20 8.52 -31.06 \geq -210.00 -20.44 \leq 210.00
荷 「 PN PN 「 加 「 」	1 Fife 重ケースNG 原点作用 Vo Ho Mo 原点変信 δt, δa 公 Δt, δa 公 Mo ア Main P ア PH ア Mt PH SE Mt Mm 杭体応力 Gc,Gca σt,σta τ, τa	o. 略称 カ kN kN.m 立 mm rad mm rad mm た kN kN kN kN kN kN kN kN kN mm rad た kN kN kN mm rad た N kN kN kN kN kN kN kN kN kN	$\begin{array}{c} 5\\ case9-2\\ \hline 68165.40\\ -2146.80\\ 2045.00\\ \hline \\ \hline \\ 0.71 \leq 2045.00\\ \hline \\ 0.71 \leq 10.00\\ \hline \\ 515.67 \leq 3562.00\\ 509.38 \geq 0.00\\ \hline \\ \hline \\ -16.14\\ \hline \\ \hline \\ 32.14\\ -26.08\\ \hline \\ \hline \\ -27.00 \geq -140.00\\ -10.31 \leq 140.00\\ 0.588 \leq 80.000\\ \hline \end{array}$	$\begin{array}{c} 6\\ case10-1\\ \hline \\ 75798.90\\ 18910.20\\ -159177.80\\ \hline \\ \hline \\ 3.93\\ 3.71\\ -0.00008017\\ \hline \\ 3.93 \leq 10.00\\ \hline \\ \hline \\ 747.03 \leq 5344.00\\ 392.80 \geq -2432.00\\ \hline \\ \hline \\ 142.18\\ \hline \\ \hline \\ -252.22\\ 189.80\\ \hline \\ \hline \\ -91.76 \geq -186.20\\ 50.27 \leq 186.20\\ 50.27 \leq 186.20\\ 5.175 \leq 106.400\\ \hline \end{array}$	7 case10-2 75798.90 -18910.20 99296.60 -3.99 3.71 0.00004219 3.99 \leq 10.00 663.13 \leq 5344.00 476.71 \geq -2432.00 -142.18 249.46 -189.80 -88.00 \geq -186.20 46.51 \leq 186.20 5.175 \leq 106.400	$\begin{array}{c} 8\\ case11-1\\ 94082.50\\ 701.60\\ -44218.80\\ \hline \\ 0.18\\ 4.61\\ -0.00002718\\ \hline 0.18 \leq 10.00\\ \hline \\ 767.44 \leq 3562.00\\ 647.34 \geq 0.00\\ \hline \\ 5.28\\ \hline \\ -12.20\\ 8.52\\ \hline \\ -31.06 \geq -210.00\\ -20.44 \leq 210.00\\ 0.192 \leq 120.000\\ \hline \end{array}$

表 7.4.32 端部堰柱杭基礎基礎計算結果(水流方向 1/2)

荷	重ケースNe	o. 略称	9	10	11			
	原点作用	カ	case11-2	case12-1	case12-2			
	Vo	kN	94082.50	73033.40	73033.40			
	Но	kN	-734.80	1398.00	187.80			
	Mo	kN.m	-15053.20	-44550.40	-21910.00			
	原点发信	<u>v</u>						
	δx	mm	-0.26	0.41	0.03			
	δz	mm	4.61	3.58	3.58			
	α	rad	-0.00001049	-0.00002651	-0.00001367			
	δf, δa	mm	$0.26 \leq 10.00$	$0.41 \leq 10.00$	$0.03 \leq 10.00$			
	鉛直反ス	力						
PN	Vmax, Ra	kN	$730.56 \le 3562.00$	$607.69 \le 3562.00$	579.33≦ 3562.00			
P	Nmin, Pa	kN	$684.22 \ge 0.00$	$490.56 \ge 0.00$	$518.92 \ge 0.00$			
	水平反ス	力						
	PH	kN	-5.52	10.51	1.41			
枦	「発生モーン	メント						
杭	頭 Mt	kN.m	10.39	-22.62	-3.66			
地	中部 Mm	kN.m	-8.93	16.98	2.28			
	杭体応力	度						
1 σc,σca N/mm ²		N/mm ²	<i>-29.25</i> ≥ <i>-210.00</i>	<i>-</i> 27.91≧ <i>-</i> 140.00	-22.02≧ -140.00			
断	σt,σta	N/mm^2	$-22.25 \leq 210.00$	$-12.07 \leq 140.00$	$-17.95 \leq 140.00$			
面	τ, τα	N/mm ²	$0.201 \le 120.000$	$0.383 \leq 80.000$	$0.051 \leq 80.000$			
	判定		OK	OK	OK			

表 7.4.33 端部堰柱杭基礎基礎計算結果(水流方向 2/2)

(ii) 杭頭補強鉄筋計算結果

端部堰柱杭基礎の杭頭補強鉄筋の計算結果を表 7.4.34、表 7.4.35 に示す。なお、計算結果 のうち、赤線で囲ったケースが決定ケースである。

- ・杭外径 D = 600.00 (mm)
- ・仮想 RC 断面直径 Do = 850.00 (mm)
- ・内径 Ro = 0.00 (mm)
- ・鉄筋 D32-17 (@87) As 136.73 cm2

表 7.4.34 端部堰柱仮想鉄筋コンクリート断面の照査(水流直角方向)

No	荷重夕败称	献力	断百	前力	中立軸	応力度	(N/mm ²)	許容値	判定	
INU	何里石哈尔	平田ノノ	M (kN.m)	(kN.m) N (kN) X (cm) σc		σs	σca	σsa	TIL	
1	case1	Nmax	234.9	695.8	43.49	5.40	-45.63	8.28	-168.00	OK
		Nmin		504.4	39.29	5.50	56.14		168.00	OK
2	0059)	Nmax	239.0	729.4	43.98	5.49	-46.74	8.28	-168.00	OK
2	Casez	Nmin		470.9	38.45	5.62	60.42		168.00	OK
2	22222	Nmax	288.9	775.0	41.98	6.69	57.39	8.28	168.00	OK
3	cases	Nmin		368.7	35.43	6.90	89.27		168.00	OK
4	4	Nmax	441.7	1275.4	43.08	10.18	-85.31	11.01	-223.44	OK
4	case4	Nmin		-55.9	30.37	10.78	189.61		223.44	OK
5		Nmax	204.7	775.3	48.31	4.63	-42.15	12.42	-252.00	OK
3	cases	Nmin		753.5	47.66	4.64	-41.85		-252.00	OK

※Mは杭頭曲げモーメントと地中部最大曲げモーメントのうち大きい方の値とする。

※鉄筋の応力度および許容応力度は、正値が引張、負値が圧縮を示す。

N	世毛々吸み	** +	断面力		中立軸	応力度	(N/mm ²)	許容値	加步	
INO	何里石哈你	甲田ノノ	M (kN.m)	N (kN)	X (cm)	σc	σs	σca	σsa	刊化
1	coce7	Nmax	1.1	590.3	2218.12	0.78	-11.62	8.28	-168.00	OK
1	case /	Nmin		514.1	1937.28	0.68	-10.14		-168.00	OK
S	cose8 1	Nmax	12.1	607.9	246.18	0.95	-13.21	8.28	-168.00	OK
2	caseo-1	Nmin		496.5	208.86	0.81	-11.04		-168.00	OK
3	00508 2	Nmax	10.5	571.8	263.28	0.89	-12.33	8.28	-168.00	OK
3	Caseo-2	Nmin		532.7	248.18	0.83	-11.56		-168.00	OK
4	aasa0_1	Nmax	13.9	544.0	201.17	0.90	-12.17	8.28	-168.00	OK
4	case9-1	Nmin		481.1	182.82	0.81	-10.94		-168.00	OK
5	22220 2	Nmax	32.1	515.7	107.63	1.11	-13.67	8.28	-168.00	OK
3	case9-2	Nmin		509.4	106.84	1.10	-13.55		-168.00	OK
6	aaga10_1	Nmax	252.2	747.0	43.48	5.80	-48.99	11.01	-223.44	OK
0	case 10-1	Nmin		392.8	36.61	5.99	72.10		223.44	OK
7	aaga10 2	Nmax	249.5	663.1	41.85	5.78	50.02	11.01	223.44	OK
/	case 10-2	Nmin		476.7	38.18	5.88	64.26		223.44	OK
0	11 1	Nmax	12.2	767.4	297.51	1.16	-16.33	12.42	-252.00	OK
0	case11-1	Nmin		647.3	257.60	1.01	-13.99		-252.00	OK
0	000011.2	Nmax	10.4	730.6	327.31	1.09	-15.41	12.42	-252.00	OK
9	case11-2	Nmin		684.2	309.22	1.03	-14.50		-252.00	OK
10	ongo12 1	Nmax	22.6	607.7	151.51	1.10	-14.39	8.28	-168.00	OK
10	Case12-1	Nmin		490.6	130.51	0.94	-12.11		-168.00	OK
11	aaga12 2	Nmax	3.7	579.3	677.25	0.80	-11.70	8.28	-168.00	OK
11	case12-2	Nmin		518.9	611.07	0.72	-10.53		-168.00	OK

表 7.4.35 端部堰柱仮想鉄筋コンクリート断面の照査(水流方向)

※Mは杭頭曲げモーメントと地中部最大曲げモーメントのうち大きい方の値とする。

※鉄筋の応力度および許容応力度は、正値が引張、負値が圧縮を示す。

(g) 検討結果

端部堰柱杭基礎の検討結果を図 7.4.38、図 7.4.39 に示す。検討結果の詳細については構造計 算書に示す。



出典:調査団





出典:調査団

図 7.4.34 杭基礎計算結果

5) 戸当り床版杭基礎の検討

戸当り床版について、杭基礎の設計計算を行う。計算の詳細については構造計算書に示す。

(a) 構造寸法

床版の構造寸法図を示す。



出典:調査団

図 7.4.35 戸当り床版構造寸法図



図 7.4.36 戸当り床版杭配置

(b) 地盤条件

地盤条件については、中央堰柱、端部堰柱と同様に、DD-BH-C03の地盤条件を用いる。

(c) 検討ケース

検討ケースについては、表 7.4.36のケースに対して計算を行う。

部材	計算方向	ケース	ケース名	許容応力度の割 増係数
戸当り床版	水流方向	1	洪水時(本川 DFL 時)	1.0
		2	洪水時(支川 DFL 時)	1.0
		3	施工時	1.5
	水流直角方向	1	施工時 端部載荷	1.5
		2	施工時 中央載荷	1.5
		3	洪水時	1.0

表 7.4.36 荷重ケース一覧表

(d) 荷重条件

杭基礎に作用する荷重については、表 7.4.36の荷重ケースごとに設定した荷重図より荷重を 集計する。床版部については、施工時のクレーン荷重を想定する。

(i) クレーン荷重

クレーン荷重については、70t ラフタークレーンを想定し、アウトリガー位置の反力を載荷 する。

クレーン自重	: 41.3t(メーカー資料より想定)
吊荷重	: 10.0t(ゲート自重)
フック重量	: 0.7t
合計	W=52.0t

アウトリガーにかかる反力は、下記資料の「斜め前・後方吊り」より

クレーン荷重1:W×0.70=52.0×0.70=36.4t

クレーン阿重2:W×0.15=52.0×0.15=7.8t



上記荷重を敷き鉄板(1.5m×3.0m)で分散させると

クレーン荷重1:36.4/(1.5×3.0) =8.09t/m2

 $=8.09 \times 9.8 = 79.28$ kN/m2 \Rightarrow 80kN/m2

クレーン荷重2:7.8/(1.5×3.0) =1.73t/m2

 $=1.73 \times 9.8 = 16.95 \text{kN/m2} \Rightarrow 20 \text{kN/m2}$

次頁に設定した荷重図を示す。



(株)建設技研インターナショナル (独)水資源機構 日本工営(株) (株)建設技術研究所

(e) 検討条件

杭基礎の検討条件を下記に示す。

• 杭種	: 鋼管杭
・施工工法	: 打込み杭(バイブロハンマ)
・杭頭接合条件	: 剛結・ヒンジ
・杭先端条件	: ヒンジ
・杭の種類	: 支持杭
・杭の許容変位量 常 時	: 10.0 (mm)
地震時	: 10.0 (mm)
・杭体のヤング係数	: $2.00 \times 105 \text{ (N/mm2)}$
・杭本数	: 24 (本)
・杭径	: 600.0 (mm)
・外側腐食代	: 1.0 (mm)
・内側腐食代	: 0.0 (mm)
 ・設計杭長,鋼管厚,材質 	: 33.90 (m)
[第1断面: 5.90 (m)	14.0 (mm) SKK400]
[第2断面: 28.00 (m)	9.0 (mm) SKK400]

(f) 計算結果

戸当り床版杭基礎の計算結果を表 7.4.37、表 7.4.38 に示す。なお、計算結果のうち、赤線 で囲ったケースが決定ケースである。

井子 1. マン	mなイム						
何里ケースN	o. 略称	1	2	3			
原点作用	力	直角case1	直角case2	直角case3			
Vo	kN	22746.00	22680.00	36264.42			
Ho	kN	0.00	0.00	0.00			
Mo	kN.m	909.84	453.60	0.00			
原点変化	<u>v</u>						
δx	mm	0.05	0.03	0.00			
δz	mm	7.10	7.08	11.33			
α	rad	0.00002692	0.00001342	0.00000000			
δf, δa	mm	$0.05 \leq 10.00$	$0.05 \le 10.00$ $0.03 \le 10.00$				
鉛直反為	カ						
PNmax, Ra	kN	961.76≦ 3395.00	951.98≦ 3395.00	$1511.02 \leq 3395.00$			
PNmin, Pa	kN	933.74≧ 0.00	$938.02 \ge 0.00$	$1511.02 \ge 0.00$			
水平反为	力						
PH	kN	0.00	0.00	0.00			
杭発生モージ	メント						
杭頭 Mt	kN.m	1.49	0.74	0.00			
地中部 Mm	kN.m	-0.06	-0.03	0.00			
杭体応力	度						
1 σc,σca N/mm ²		<i>-</i> 40.69≧ <i>-</i> 210.00	<i>-</i> 40.06≧ <i>-</i> 210.00	-63.24≧ -140.00			
断 ot,ota	N/mm ²	$-38.65 \leq 210.00$	$-39.04 \leq 210.00$	$-63.24 \leq 140.00$			
面 т, та	N/mm ²	$0.012 \le 120.000$	$0.006 \le 120.000$	$0.000 \leq 80.000$			
判定		OK	OK	ОК			

表 7.4.37 戸当り床版杭基礎計算結果(水流直角方向)

荷重ケースNe	5. 略称	1	2	3			
原点作用	カ	水流case1	水流case2	水流case3			
Vo	kN	20827.03	25038.39	22680.00			
Но	kN	-4052.41	2149.91	0.00			
Mo	kN.m	-5415.03	5758.83	-5216.40			
原点変化	立						
δx	mm	-7.89	4.21	-0.04			
δz	mm	6.50	7.82	7.08			
α	rad	-0.00004685	0.00003502	-0.00001837			
δf, δa	mm	$7.89 \leq 10.00$	$4.21 \leq 10.00$	$0.04 \leq 10.00$			
鉛直反ス	カ						
PNmax, Ra	kN	957.48≦ 3395.00	$1110.31 \le 3395.00$	980.18≦ 3395.00			
PNmin, Pa	kN	$778.10 \ge 0.00$	$976.22 \ge 0.00$	$909.82 \ge 0.00$			
水平反为	力						
PH	kN	-168.85	89.58	0.00			
杭発生モーン	メント						
杭頭 Mt	kN.m	325.97	-172.37	-1.02			
地中部 Mm	kN.m	-261.53	138.75	0.04			
杭体応力	度						
1 σς,σςα	N/mm ²	-135.39≧ -140.00	-96.88≧ -140.00	-41.32≧ -210.00			
断 ot,ota	N/mm ²	$62.75 \leq 140.00$	$9.54 \leq 140.00$	<i>-</i> 37.78≦ 210.00			
面 т, та	N/mm ²	$7.067 \leq 80.000$	$3.749 \leq 80.000$	$0.008 \le 120.000$			
判定		ОК	OK	OK			

表 7.4.38 戸当り床版杭基礎計算結果(水流方向)

(g) 検討結果

端部堰柱杭基礎の検討結果を図 7.4.38、図 7.4.39 に示す。検討結果の詳細については構造 計算書に示す。







図 7.4.39 杭基礎計算結果

6) 下流側翼壁杭基礎の検討

下流側翼壁について、杭基礎の設計計算を行う。計算の詳細については構造計算書に示す。な お、下流側翼壁については、左右岸で対称構造であるため、左岸側翼壁を代表として計算を行う。

(a) 構造寸法

下流側翼壁の構造寸法図と杭配置を示す。下流側翼壁は、水流方向に壁高が減少する、平面 L字形状の擁壁である。









出典:調査団

図 7.4.41 下流側翼壁杭配置

(b) 地盤条件

杭基礎の設計に用いる地盤条件を次頁に示す。Cainta 水門地点には BH-C01~BH-C03 の 3 箇 所の地質調査があるが、杭基礎の設計に対して最も条件が悪くなる地質調査の BH-C03 を採用 して計算を行う。

					r	r		1	r	1	1	nn-F	3H-C	03	~									
	膨潤指数 Cc	(0.056)		(0.041)								9.20 標高 (m)	₩ 深度 (m)	土質		10 :	N値 20:	i 10 4	0 S	,				
	压縮指数 Cc	(1.17)		(0.42)										シルト質粘土	1							+7.45		
	圧密沈下 対象層	0		0								3.26	6.00	シル								(19t,L=10.50m		
	変形係数 E50 (MN/m ²)	(1.5)		(1.5)								-0.74	1.26 2.00 <u>お</u> 0.74 2.00 土									SKK400 & 1200)		
-BH-C03)	せん断抵抗角 ∲ (°)	(0)	0	(0)	0	0	36	0	0	40		-4.74	4.00	粘土										
E数一覧(DD−	粘着力 c (kN/m ²)	(14)	130	(14)	100	200	0	250	420	0	-7.74		3.00	1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1				26				=25.50m		
39 土質5	単位体積 重量 yt (kN/ ^{m3})	(15)	17	(16)	17	18	20	18	19	21		-10.74	3.00									00 ¢1200x14t,L		
表 7.4.	塑性指数 Ip	21	16	17	65	30		45	23	21												SWA		
	細粒分 Fc (%)	63	06	70	96	60	13	94	74	45				粘 土			20							
	含水比 Wn (%)	67	43	37	53	37	19	46	35	33														
	N 値	1	11	2	8	16	26	20	34	50						19	ľ							
	土質	干私垛	干利垛	干利垛	粘性土	粘性土	砂質土	北性土	粘性土	砂質土		-24.74 -26.74	14.00	シ 質 ル ト 土			288		240				た 1 1 1 1 1 1 1	/10
	地層	C1	C2	33	C4	C5	S1	C6	C7	S2		-29.19	2.45	粘 査 砂				410		50		-28.45		۰

H T 14ł ų ٢



出典:調査団

X

35,900

(c) 検討ケース

検討ケースについては、下記のケースに対して計算を行う。

			水位条	荷重条件											
計算方向	検討ケース	荷重状態	背面水位	前面水位	躯体自重	土重	土	水	揚圧力	水重	上載荷重	慣性力			
水	1	常 時 水位ゼロ			0	0	0	_	_	_	0	_			
流直鱼	2	常 時 残留水位	WL=13.55 残留水位	WL=10.94 常時水位	0	0	0	0	0	0	0	_			
方向	3	地震時 水位ゼロ			0	0	0	_	_	_	0	0			
最高	4	地震時 LWL	WL=11.30 LWL	WL=11.30 LWL	0	0	0	0	0	0	0	0			
部	5	施工時	WL=12.81 締め切り水位	WL=7.45 底版下面	0	0	0	0	0	_	0	_			

表 7.4.40 荷重ケース一覧表(常時・L1 地震時・施工時)

残留水位は、HWL=14.853と常時水位=10.94の2/3の水位とする。

出典:調査団

計算方向	検討ケース	荷重状態	水位条件		荷重条件							
			背面水位	前面水位	躯体自重	土重	土	水 圧	揚圧力	水重	上載荷重	慣性力
水流直角・水流方向 最低部	1	常 時 水位ゼロ			0	0	0	_	_	_	0	_
	2	常 時 残留水位	WL=12.38 残留水位	WL=10.94 常時水位	0	0	0	0	0	0	0	—
	3	地震時 水位ゼロ			0	0	0	_	_	_	0	0
	4	地震時 LWL	WL=11.30 LWL	WL=11.30 LWL	0	0	0	0	0	0	0	0
	5	施工時	WL=12.81 締め切り水位	WL=7.45 底版下面	0	0	0	0	0	_	0	_

残留水位は、翼壁上端高=13.10と常時水位=10.94の2/3の水位とする。
(d) 荷重条件

杭基礎に作用する荷重条件については、下記の通りとする。

設計水平震度	: Kh=0.20
背面土圧	: クーロン土圧
背面土の土質	: 埋戻し土 γ=19.0kN/m3
	内部摩擦角 φ=30°、粘着力c=0kN/m2
上載荷重(常時、施工時)	: q0 = 10.0 kN/m2
上載荷重(地震時)	: q0 = 5.0 kN/m2

(e) 検討条件

杭基礎の検討は、以下の条件とする。また、底版は剛体とみなせる厚さを確保する。

 杭種 	:鋼管杭
・施工工法	:打込み杭 (バイブロハンマ)
・杭頭接合条件	: 剛結・ヒンジ
・杭先端条件	: ヒンジ
・杭の種類	: 支持杭
・杭の許容変位量 常 時	: 10.0 (mm)
地震時	: 10.0 (mm)
・杭体のヤング係数	: 2.00 ×105 (N/mm2)
・杭本数	: 12(本)
・杭径	: 1200.0 (mm)
・外側腐食代	: 1.0 (mm)
・内側腐食代	: 0.0 (mm)
• 設計杭長,鋼管厚,材質	: 35.90 (m)
[第1断面: 10.40(m)	19.0 (mm) SKK400]
[第2断面: 25.50(m)	14.0 (mm) SKK400]

(i) 水流直角方向の検討

本擁壁において、杭の決定要因は「杭頭水平変位」である。この場合、壁高最高部の断面で 杭を計画するのは、過大である。よって、水流直角方向の杭基礎検討については、壁高最後部 ではなく、全体の荷重として検討する。(L=18.0m 全体で、杭計算を行う)



出典:調査団

図 7.4.43 下流側翼壁縦断図

(ii) 水流方向の検討

下流側翼壁先端部のL型擁壁に関しては、単独で土圧を受ける杭基礎として計画する。下 図に示すように、土圧作用幅を竪壁分担幅B=3.783mとする。なお、L型擁壁部の杭頭水平 変位は、本体杭が十分抵抗するため、照査対象外とする。



出典:調査団

図 7.4.44 下流側翼壁平面図

(iii) 杭頭水平変位以外の設計値

杭頭水平変位は、水流直角方向の全体幅(L=18.0m)で抵抗するものとした。ただし、他の設計値(上杭長、杭頭補強鉄筋)は、各部単独で計算した値のうち、最も厳しい値を採用する。

(f) 計算結果

(i) 杭頭水平変位

杭頭水平変位については、翼壁全体として計算を行う。下流側翼壁杭基礎の計算結果を表 7.4.41 に示す。なお、計算結果のうち、赤線で囲ったケースが決定ケースである。

		l		l	(
何重ケースNo. 略称		1	2	3	4
原点作用力		常・空水	常・残留	地震・空水	地震・LWL
Vo	kN	16022.00	10596.00	15273.20	11143.80
Но	kN	2175.10	3087.80	6304.20	6113.50
Mo	kN.m	-17940.60	-9092.00	-4651.00	-853.00
原点変化	<u>V</u> .				
δx	mm	2.23	6.02	9.61	9.83
δz	mm	7.21	4.82	7.00	5.15
α	rad	-0.00051403	0.00012743	0.00081021	0. 00096397
δf, δa	mm	$2.23 \leq 10.00$	$6.02 \leq 10.00$	$9.61 \leq 10.00$	$9.83 \leq 10.00$
鉛直反ス	カ				
PNmax, Ra	kN	$1618.69 \leq 7726.00$	$953.29 \leq 7726.00$	$1719.66 \le 11590.00$	$1460.35 \le 11590.00$
PNmin, Pa	kN	$1051.65 \ge 0.00$	$812.71 \ge 0.00$	825.88≧-4931.00	396.95≧-4931.00
水平反为	力				
PH	kN	181.26	257.32	525.35	509.46
杭発生モーン	メント				
杭頭 Mt	kN. m	-794.49	-809.94	-1154.09	-1041.62
地中部 Mm kN.m		482.44	684.88	1171.26	1135.83
杭体応力度					
1 σc, σca	N/mm^2	-65.23≧ -140.00	-56.05≧ -140.00	-86.17≧ -186.20	-80.45≧ -186.20
断 σt,σta	N/mm^2	$25.21 \leq 140.00$	$29.58 \le 140.00$	$48.02 \leq 186.20$	$52.62 \le 186.20$
面 τ, τα	N/mm^2	$2.716 \leq 80.000$	$3.856 \leq 80.000$	$7.873 \leq 106.400$	$7.635 \leq 106.400$
判定		OK	OK	OK	OK

表 7.4.41 下流側翼壁杭基礎計算結果(杭頭水辺変位)

(ii) 壁高最高部

壁高最高部の計算結果を表 7.4.42~表 7.4.45 に示す。なお、計算結果のうち、赤線で囲っ たケースが決定ケースである。

芸玉 中能 (水 位)	変位量 (mm)	押込力 (kN)	引抜力 (kN)	判
何里扒脸(小 位)	計算值 許容値	計算值 許容値	計算值 許容値	定
常時1(空水位)	5.07 ≦ 10.0 * 1	$1774.011 \leq 8379.228$	1363.566 > 0.000	\bigcirc
常時2(残留水位)	9.98 ≦ 10.0 *1	$1354.328 \leq 8379.228$	907.448 > 0.000	\bigcirc
地震時1(空水位)	14.88 > 10.0 *1	$2382.086 \leq 12476.730$	610.610 > -5068.654	0
地震時2(LWL)	15.08 > 10.0 *1	$2157.070 \leq 12476.730$	237.474 > -5068.654	0
施工時(施工時)	10.89 > 0.0 *1	$1506.120 \leq 8379.228$	1024.456 > 0.000	0

表 7.4.42 下流側翼壁高最高部杭基礎計算結果 (安定計算)

*1:水平変位については、翼壁全体にて計算するため、判定の対象外とする

		杭	検討	М	N	圧縮応力度(N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²)	判
荷重状態(水 位)	番号	属性	 お状態	(kN.m)	(kN)	計算值 許容値	計算值 許容値	定
世時1(売水位)	3	直	圧	1105.329	1774.011	$83.581 \leq 140.000$	$-30.409 \leq 140.000$	0
带时1(至水位)	1	直	引	1105.329	1363.566	$77.430 \leq 140.000$	$-36.560 \leq 140.000$	0
告 時 7(建网水台)	1	直	圧	1172.870	1354.328	$80.774 \leq 140.000$	$-40.182 \leq 140.000$	0
吊吁2(残留水位)	3	直	引	1172.870	907.448	$74.077 \leq 140.000$	$-46.879 \leq 140.000$	0
批雲時1(売水位)	1	直	圧	1652.021	2382.086	$120.884 \leq 186.200$	$-49.486 \leq 186.200$	0
地展时1(至小位)	3	直	引	1652.021	610.610	94.336 \leq 186.200	$-76.034 \leq 186.200$	0
₩雪時 2 (LWI)	1	直	圧	1622.546	2157.070	$115.992 \leq 186.200$	$-51.339 \leq 186.200$	0
地展时2(LWL)	3	直	引	1622.546	237.474	87.224 ≦ 186.200	-80.106 ≤ 186.200	0
歩 て時(歩て時)	1	直	圧	1283.732	1506.120	$88.766 \leq 210.000$	$-43.623 \leq 210.000$	0
加山上时(加山中寸)	3	直	引	1283.732	1024.456	$81.547 \leq 210.000$	$-50.842 \leq 210.000$	0

表 7.4.43 下流側翼壁高最高部杭基礎計算結果(杭体応力)

表 7.4.44 下流側翼壁高最高部杭基礎計算結果(せん断応力)

荷重世能 (水 位)	列釆	杭届	せん断力	せん断応力度(N/mm ²)	判
间重视感 () 匝)	号	腐性	(kN)	計算值τ 許容值τ _{al}	定
常時1(空水位)	1	直	290.377	$4.352 \leq 80.000$	0
常時2(残留水位)	3	直	397.188	$5.952 \leq 80.000$	0
地震時1(空水位)	3	直	740.983	$11.105 \leq 106.400$	0
地震時2(LWL)	3	直	727.762	$10.906 \leq 106.400$	0
施工時(施工時)	3	直	433.978	$6.504 \leq 120.000$	0

出典:調査団

・断面 外半径 R = 80.000 (cm) 内半径 Ro = 0.000 (cm)

・鉄筋 D25 - 34 (@ 98) As = 172.28(cm2)

表 7.4.45 下流側翼壁高最高部杭基礎計算結果(杭頭補強)

古 古 中 能 (水 - 位)	検討	断司	ā力 中立軸		圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)		判
何里扒惡 (小 位)	状態	M (kN.m)	N (kN)	X (cm)	σc	σca	σs	σsa	定
常時1(空水位)	Nmax Nmin	1105.329	1774.011 1363.566	76.37 66.79	$\begin{array}{c} 4.569 \leq \\ 4.836 \leq \end{array}$	8.280 8.280	$50.809 \le 71.901 \le$	168.000 168.000	00
常時2(残留水位)	Nmax Nmin	1172.870	1354.328 907.448	64.98 57.23	$5.193 \leq 5.478 \leq$	8.280 8.280	81.546 ≦ 108.776 ≦	168.000 ≦ 168.000	00
地震時1(空水位)	Nmax Nmin	1652.021	2382.086 610.610	71.96 50.61	$\begin{array}{c} 7.000 \leq \\ 8.082 \leq \end{array}$	11.012 11.012	89.061 ≦ 197.342 ≦	223.440 ≦ 223.440	00
地震時2(LWL)	Nmax Nmin	1622.546	2157.070 237.474	69.10 47.50	$\begin{array}{c} 6.995 \leq \\ 8.101 \leq \end{array}$	11.012 11.012	97.023 ≦ 218.749 ≦	223.440 ≦ 223.440	00
施工時(施工時)	Nmax Nmin	1283.732	1506.120 1024.456	65.39 57.68	$\begin{array}{c} 5.668 \leq \\ 5.977 \leq \end{array}$	12.420 12.420	87.892 ≦ 117.069 ≦	252.000 ≦ 252.000	00

出典:調査団

杭頭補強筋は、上記 As=172.28cm2 を上回る鉄筋量とし、D28-28 (As=172.40cm2) を配置する。

(iii) 壁高最低部

壁高最低部の計算結果を表 7.4.46~表 7.4.49 に示す。なお、計算結果のうち、赤線で囲ったケースが決定ケースである。

古 重 中能 (水 位)	変位量 (mm)	押込力 (kN)	引抜力 (kN)	判
何里扒惡 (八 位)	計算值 許容値	計算值 許容値	計算值 許容値	定
常時1(空水位)	$1.53 \leq 10.0 * 1$	$1649.361 \leq 8379.228$	1022.692 > 0.000	0
常時2(残留水位)	4.54 ≦ 10.0 *1	$877.340 \leq 8379.228$	856.239 > 0.000	0
地震時1(空水位)	8.58 ≦ 10.0 *1	$1622.586 \leq 12476.730$	923.087 > -5068.654	0
地震時2(LWL)	8.82 ≦ 10.0 *1	$1334.505 \leq 12476.730$	446.785 > -5068.654	0
施工時(施工時)	8.98 ≦ 10.0 *1	$1207.394 \leq 8379.228$	691.277 > 0.000	0

表 7.4.46 下流側翼壁高最低部杭基礎計算結果(安定計算)

*1:水平変位については、翼壁全体にて計算するため、判定の対象外とする

出典:調査団

表 7.4.47 下流側翼壁高最低部杭基礎計算結果(杭体応力)

		杭	検討	м	N	圧縮応力度(N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²)	判
荷重状態(水 位)	番号	属性	n 状 態	(kN.m)	(kN)	計算值 許容値	計算值 許容値	定
省時1(空水位)	3	直	圧	735.055	1649.361	$62.620 \leq 140.000$	$-13.185 \leq 140.000$	0
带时1(至水位)	1	直	引	735.055	1022.692	$53.229 \leq 140.000$	$-22.576 \leq 140.000$	0
告時2(底网水位)	3	直	圧	712.027	877.340	$49.863 \leq 140.000$	$-23.567 \leq 140.000$	0
市时2(次亩/小位)	1	直	引	712.027	856.239	$49.547 \leq 140.000$	$-23.883 \leq 140.000$	0
₩雪時1(穴水位)	1	直	圧	1122.040	1622.586	$82.174 \leq 186.200$	$-33.540 \leq 186.200$	0
地展时1(全小位)	3	直	引	1122.040	923.087	$71.691 \leq 186.200$	-44.023 \leq 186.200	0
₩雪時 2 (IWI)	1	直	圧	1047.016	1334.505	$73.988 \leq 186.200$	$-33.989 \leq 186.200$	0
地展时2(LWL)	3	直	引	1047.016	446.785	$60.684 \leq 186.200$	$-47.293 \leq 186.200$	0
歩 て時(歩て時)	1	直	圧	963.786	1207.394	$67.791 \leq 210.000$	$-31.602 \leq 210.000$	0
加上时(加上时)	3	直	引	963.786	691.277	$60.056 \leq 210.000$	$-39.337 \leq 210.000$	0

出典:調査団

表 7.4.48 下流側翼壁高最低部杭基礎計算結果(せん断応力)

古舌 (水 位)	列釆	杭屋	せん断力	せん断応力度(N/mm ²)	判
何里仍愿(小 位)	骨号	廣性	(kN)	計算值t 許容值tal	定
常時1(空水位)	1	直	157.400	$2.359 \leq 80.000$	0
常時2(残留水位)	1	直	211.612	$3.171 \leq 80.000$	0
地震時1(空水位)	3	直	487.452	$7.305 \leq 106.400$	0
地震時2(LWL)	3	直	469.619	$7.038 \leq 106.400$	0
施工時(施工時)	3	直	341.412	$5.117 \leq 120.000$	0

出典:調査団

・断面 外半径 R = 80.000 (cm) 内半径 Ro = 0.000 (cm)

・鉄筋 D25 - 34 (@ 98) As = 172.28(cm2)

荷重状態(水	検討	断面	断面力		E縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)		
1立.)	状態	M (kN.m)	N (kN)	X (cm)	σc	σca	σs σ	rsa 定	
常時1(空水位)	Nmax	735.055	1649.361	95.81	$2.816 \leq 2.120 \leq 100$	8.280	$16.395 \leq 168$	8.000	
告味 ? (建网表法)	Nmax	712.027	877.340	66.76	$3.139 \leq 3.116 > 3.11$	8.280	$41.343 \le 100$ $46.376 \le 168$	$3.000 \bigcirc$	
吊时2(残笛小怔)	Nmin		856.239	66.07	3.130 ≦	8.280	$47.562 \le 168$	8.000 🔘	
地震時1(空水位)	Nmax	1122.040	1622.586	72.07	4.751 ≦	11.012	$60.252 \leq 223$	3.440 0	
	Nmin		923.087	58.14	5.207 ≦	11.012	$100.571 \le 22$	3.440 🔾	
掛雪哇2/IWI)	Nmax	1047.016	1334.505	67.76	4.552 ≦	11.012	$65.731 \le 223$	3.440 🛛 🔿	
地展时2(LWL)	Nmin		446.785	51.46	5.092 ≦	11.012	$121.016 \le 22$	3.440 🔾	
施工時(施工時)	Nmax	963.786	1207.394	67.24	4.204 ≦	12.420	$61.667 \le 252$	2.000 🔘	
旭上时(旭上时)	Nmin		691.277	56.22	$4.534 \leq$	12.420	$92.878 \le 252$	2.000	

杭頭補強筋は、上記 As=172.28cm2 を上回る鉄筋量とし、D28-28(As=172.40cm2)を配置 する。

(iv) 先端L型部

先端L型部の計算結果を表 7.4.50~表 7.4.53 に示す。

古香 中能 (水 位)	変位量 (mm)	押込力 (kN)	引抜力 (kN)		
何里扒憨 (小 位)	計算值 許容値	計算值 許容値	計算值 許容値	定	
常時1(空水位)	$7.43 \leq 10.0 *1$	$1737.050 \leq 8374.225$	1140.131 > -2602.935	0	
常時2(残留水位)	10.74 > 10.0 *1	$1455.266 \leq 8374.225$	531.985 > -2602.935	×	
地震時1(空水位)	16.78 > 10.0 *1	$2264.792 \leq 12473.081$	457.840 > -5068.244	×	
地震時2(LWL)	16.15 > 10.0 *1	$1837.641 \leq 12473.081$	99.491 > -5068.244	×	
施工時(施工時)	17.93 > 10.0 *1	$1945.774 \leq 8374.225$	364.221 > -2602.935	\times	

表 7.4.50 下流側翼壁先端 L 型部杭基礎計算結果(安定計算)

*1:水平変位については、翼壁全体にて計算するため、判定の対象外とする

出典:調査団

表 7.4.51 下流側翼壁先端 L 型部杭基礎計算結果(杭体応力)

	列	杭	検討	М	N	圧縮応力度(N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²)	判
荷重状態(水 位)		唐 性	1)状態	(kN.m)	(kN)	計算值 許容値	計算值 許容値	定
世時1(売水位)	1	直	圧	468.209	1737.050	$50.175 \leq 140.000$	$1.889 \leq 140.000$	0
带时1(至水位)	2	直	引	468.209	1140.131	$41.229 \leq 140.000$	$-7.056 \leq 140.000$	0
告時 2 (建网水位)	1	直	圧	632.437	1455.266	$54.420 \leq 140.000$	$-10.802 \leq 140.000$	0
常時2(残留水位)	2	直	引	632.437	531.985	$40.584 \leq 140.000$	$-24.639 \leq 140.000$	0
₩雪時1(空水位)	1	直	圧	1187.313	2264.793	$95.164 \leq 186.200$	$-27.282 \leq 186.200$	0
地展时1(全水位)	2	直	引	1187.313	457.840	$68.084 \leq 186.200$	<i>-</i> 54.361 ≦ 186.200	0
₩雪時 2/IW /I)	1	直	圧	1142.933	1837.641	$86.474 \leq 186.200$	$-31.395 \leq 186.200$	0
地)展时2(LWL)	2	直	引	1142.933	99.491	$60.425 \leq 186.200$	<i>-</i> 57.443 ≦ 186.200	0
歩 て時(歩て時)	1	直	圧	1026.366	1945.774	$82.084 \leq 210.000$	$-23.764 \leq 210.000$	0
加上时(加上时)	2	直	引	1026.366	364.221	$58.382 \leq 210.000$	$-47.465 \leq 210.000$	0

広重 (水 位)	列釆	杭属	せん断力	せん断応力度(N/mm ²)	判
何里扒脸(小一匹)	号	廣性	(kN)	計算值t 許容值tal	定
常時1(空水位)	2	直	175.918	$2.636 \leq 80.000$	0
常時2(残留水位)	2	直	237.623	$3.561 \leq 80.000$	0
地震時1(空水位)	2	直	532.547	$7.981 \leq 106.400$	0
地震時2(LWL)	2	直	512.641	$7.683 \leq 106.400$	0
施工時(施工時)	2	直	385.632	$5.779 \leq 120.000$	0

表 7.4.52 下流側翼壁先端 L 型部杭基礎計算結果(せん断応力)

出典:調査団

・断面	外半径	R =	80.000	(cm)	内半径	Ro =	0.000 (cm)
・鉄筋	D25 -	34 (@	98)	As =	172.28(cm2)		

表 7.4.53 下流側翼壁先端 L 型部杭基礎計算結果(杭頭補強)

古香 中能 (水 位)	検討	断面	面力	中立軸	圧縮応力度	$E(N/mm^2)$	引張応力度(N/mm ²)		判
何里扒惡 (小 位)	状態	M (kN.m)	N (kN)	X (cm)	σc	σca	σs	σsa	定
常時1(空水位)	Nmax	468.209	1737.050	135.46	1.841 ≦	8.280	-0.502 ≦	168.000	0
	Nmin		1140.131	101.80	$1.773 \ge$	8.280	8.151 ≥	168.000	\cup
堂時2(建留水位)	Nmax	632.437	1455.266	97.62	2.413 ≦	8.280	13.122 ≦	168.000	\bigcirc
而約2(次田八匹)	Nmin		531.985	58.49	$2.928 \leq$	8.280	55.948 ≦	168.000	\circ
批震時1(空水位)	Nmax	1187.313	2264.792	85.29	4.707 ≦	11.012	39.491 ≦	223.440	\bigcirc
地展时1(至水位)	Nmin		457.840	50.85	5.799 ≦	11.012	140.544 ≦	223.440	\bigcirc
₩雪時2(IWI)	Nmax	1142.933	1837.641	76.45	4.722 ≦	11.012	52.386 ≦	223.440	\bigcirc
地展时2(LWL)	Nmin		99.491	46.73	5.734 ≦	11.012	158.819 ≦	223.440	\bigcirc
施工時(施工時)	Nmax	1026.366	1945.774	84.93	4.074 ≦	12.420	34.591 ≦	252.000	\bigcirc
旭工时(旭工时)	Nmin		364.221	50.39	5.028 ≦	12.420	123.635 ≦	≦ 252.000	\bigcirc

出典:調査団

杭頭補強筋は、上記 As=172.28cm2 を上回る鉄筋量とし、D28-2 (As=172.40cm2) を配置する。

(g) 検討結果

下流側翼壁杭基礎の検討結果を図 7.4.45、図 7.4.46 に示す。検討結果の詳細については構造 計算書に示す。



出典:調査団

図 7.4.45 下流側翼壁杭配置



図 7.4.46 杭基礎計算結果

7) 上流側左岸翼壁杭基礎の検討

上流側左岸翼壁について、杭基礎の設計計算を行う。計算の詳細については構造計算書に示す。

(a) 構造寸法

上流側左岸翼壁の構造寸法図と杭配置を示す。上流側左岸翼壁は水流方向に壁高が減少する、 平面L字形状の擁壁である。





図 7.4.47 上流側左岸翼壁構造寸法図





図 7.4.48 上流側左岸翼壁杭配置

(b) 地盤条件

杭基礎の設計に用いる地盤条件を次頁に示す。Cainta 水門地点には BH-C01~BH-C03 の 3 箇 所の地質調査があるが、杭基礎の設計に対して最も条件が悪くなる地質調査の BH-C03 を採用 して計算を行う。

DD-BH-CO3)	
ミ数一覧(ᅷᆍᅻᆥ
1 土質定	<u> 1</u> 1/1×1≢
表 7.4.54	

		1	1							DD-F	3H-C	03	~								
	. 056)		. 041)							9-20 標高 (m)	深度 (m)	土質		N 20	值 30	40	50				
1921年1月11日1日11日11日11日11日11日11日11日11日11日11日11日	0)		0)									2)			+			-07-15	+7.45		
压縮指数 Cc	(1.17)		(0.42)									ルト質粘土	1				_		<u> </u>		ĺ
圧密沈下 対象層	0		0							3.26	6.00	シルト		11			_		10x19t ,L=10.50		
変形係数 E50 (MN/m ²)	(1.5)		(1.5)							-0.74	2.00	粘土	2				-		 SKK400 ¢120		
せん断抵抗角 ∲ (°)	(0)	0	(0)	0	0	36	0	0	40	-4.74	4.00	土砂質料) 			-		-		
粘着力 c (kN/m ²)	(14)	130	(14)	100	200	0	250	420	0	-7.74	3.00	世			26		-		.=25.50m		00
単位体積 重量 γt (kN/m ³)	(15)	17	(16)	17	18	20	18	19	21	-10.74	3.00						_		00 ¢1200x14t,L		35,91
塑性指数 Ip	21	16	17	65	30		45	23	21					_			-		SKK4		
細粒分 Fc (%)	93	06	70	96	60	13	94	74	45			粘土		-	20		_				
含水比 Wn(%)	67	43	37	53	37	19	46	35	33								_				
N 値	1	11	2	8	16	26	20	34	50					19 9	925						
土質	干利垛	七世	七世	粘性土	粘性土	砂質土	粘性土	粘性土	砂質土	-24.74	14.00	シ 型 粘 土	10	2 2	8	84				わい 10 10	
围	C1	C2	C3	C4	C5	S1	C6	C7	S2	-26.74	2.00	粘土質砂					-050		-28.45	根入九 3,7	¥

図 7.4.49 杭基礎設計用地盤条件



(株)建設技研インターナショナル (独)水資源機構 日本工営(株) (株)建設技術研究所

(c) 検討ケース

検討ケースについては、下記のケースに対して計算を行う。

			水位条	作	荷重条件								
計算方向	検討ケース	荷重状態	背面水位	前面水位	躯体自重	土	土	水 圧	揚圧力	水重	上載荷重	慣性力	
	1	1 常時 水位ゼロ			0	0	0	—	—	-	0	_	
水水流	2	常 時 残留水位	WL=12.54 残留水位	WL=10.94 常時水位	0	0	0	0	0	0	0	_	
流直	3	地震時 水位ゼロ			0	0	0	_	_	_	0	0	
向向	方 向 4 LWL LWL LWL		WL=11.30 LWL	0	0	0	0	0	0	0	0		
	5	施工時	WL=12.81 締め切り水位	WL=7.45 底版下面	0	0	0	0	0	_	0		

表 7.4.55 荷重ケースー覧表(常時・L1 地震時・施工時)

残留水位は、DFL=13.340と常時水位=10.94の2/3の水位とする。

出典:調査団

(d) 荷重条件

杭基礎に作用する荷重条件については、下記の通りとする。

設計水平震度	: Kh=0.20
背面土圧	: クーロン土圧
背面土の土質	: 埋戻し土 γ=19.0kN/m3
	内部摩擦角 φ=30°、粘着力c=0kN/m2
上載荷重(常時、施工時)	: q0=10.0kN/m2
上載荷重(地震時)	: q0=5.0kN/m2

(e) 検討条件

杭基礎の検討は、以下の条件とする。また、底版は剛体とみなせる厚さを確保する。

 ・杭種 ・施工工法 ・杭頭接合条件 	: 鋼管杭 : 打込み杭(バイブロハンマ) : 剛結・ヒンジ
 机 ・ ・ れ ・	: ビンジ · 吉特培
・杭の海察位量常時	: 又行加 : 10.0 (mm)
地震時	: 10.0 (mm)
・杭体のヤング係数	: $2.00 \times 10^5 (\text{N/mm2})$
・杭本数	: 25(本)
・杭径	: 800.0 (mm)
・外側腐食代	: 1.0 (mm)
・内側腐食代	: 0.0 (mm)
• 設計杭長,鋼管厚,材質	: 35.90 (m)
[第1断面: 7.90(m)	12.0 (mm) SKK400]
[第2断面: 28.00 (m)	9.0 (mm) SKK400]

(i) 水流直角方向の検討

本擁壁において、杭の決定要因は「杭頭水平変位」である。この場合、壁高最高部の断面で 杭を計画するのは、過大である。よって、水流直角方向の杭基礎検討については、壁高最高部 ではなく、全体の荷重として検討する。(L=11.5m 全体で、杭計算を行う)



出典:調査団



(ii) 水流方向の検討

上流側左岸翼壁先端部のL型擁壁に関しては、単独で土圧を受ける杭基礎として計画する。 下図に示すように、土圧作用幅を竪壁分担幅 B=6.2mとする。なお、L型擁壁部の杭頭水平 変位は、本体杭が十分抵抗するため、照査対象外とする。



図 7.4.51 上流側左岸翼壁平面図

(iii) 杭頭水平変位以外の設計値

杭頭水平変位は、水流直角方向の全体幅(L=11.5m)で抵抗するものとした。ただし、他の設計値(上杭長、杭頭補強鉄筋)は、各部単独で計算した値のうち、最も厳しい値を採用する。

(f) 計算結果

(i) 水流直角方向(L=11.5m 全体での検討)

水流直角方向(L=11.5m 全体) での計算結果を表 7.4.56~表 7.4.59 に示す。なお、計算結 果のうち、赤線で囲ったケースが決定ケースである。

表 7.4.56 上流側左岸翼壁水流直角方向杭基礎計算結果 (安定計算)

	変位量 (mm)	押込力 (kN)	引抜力 (kN)	王山
荷重状態(水 位)	計算值 許容値	計算值許容值	計算值許容值	定
常時1(空水位)	3.77 ≦ 10.0	$876.216 \leq 5238.819$	483.272 > -1701.392	0
常時2(残留水位)	5.14 ≦ 10.0	$609.282 \leq 5238.819$	440.564 > -1701.392	0
地震時1(空水位)	9.80 ≦ 10.0	$966.940 \leq 7815.542$	334.978 > -3344.931	0
地震時2(LWL)	9.86 ≦ 10.0	881.611 ≦ 7815.542	169.388 > -3344.931	0
施工時(施工時)	6.95 ≦ 10.0	$573.662 \leq 5238.819$	545.925 > -1701.392	0

出典:調査団

表 7.4.57 上流側左岸翼壁水流直角方向杭基礎計算結果(杭体応力)

井 毛小松 (小 牛)		杭	検討	М	N	圧縮応力度(N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²)	坐山
荷重状態(水 位)	番号	属性	n 状 態	(kN.m)	(kN)	計算值 許容値	計算值 許容値	定
	5	直	圧	296.731	876.216	$88.435 \leq 140.000$	$-24.000 \leq 140.000$	\bigcirc
市时1(土水江)	1	直	引	296.731	483.272	$73.987 \leq 140.000$	$-38.448 \leq 140.000$	0
省時2(建网水位)	5	直	圧	314.093	609.282	$81.910 \leq 140.000$	$-37.104 \leq 140.000$	0
吊时2(残留水位)	1	直	引	314.093	440.564	$75.706 \leq 140.000$	$-43.308 \leq 140.000$	0
₩雪時1(穴水位)	1	直	圧	507.146	966.939	$131.636 \leq 186.200$	$-60.529 \leq 186.200$	0
地展时1(全水位)	5	直	引	507.146	334.978	$108.399 \leq 186.200$	$-83.766 \leq 186.200$	0
₩雪時 2/I W /I)	1	直	圧	488.323	881.611	$124.932 \leq 186.200$	<i>-</i> 60.100 ≦ 186.200	\bigcirc
地展时2(LWL)	5	直	引	488.323	169.388	$98.744 \leq 186.200$	$-86.288 \leq 186.200$	0
按于時(按于時)	5	直	圧	375.689	573.662	$92.270 \leq 210.000$	$-50.084 \leq 210.000$	0
旭上时(旭上时)	1	直	引	375.689	545.925	$91.250 \leq 210.000$	$-51.104 \leq 210.000$	0

出典:調査団

表 7.4.58 上流側左岸翼壁水流直角方向杭基礎計算結果(せん断応力)

荷重狀能 (水 位)	列釆	杭属	せん断力	せん断応力度(N/mm ²)	判
间里(八愿 (八 匹)	号	僧性	(kN)	計算值t 許容值tal	定
常時1(空水位)	1	直	107.399	$3.949 \leq 80.000$	0
常時2(残留水位)	1	直	124.847	$4.591 \leq 80.000$	0
地震時1(空水位)	5	直	293.837	$10.804 \leq 106.400$	0
地震時2(LWL)	5	直	289.559	$10.647 \leq 106.400$	0
施工時(施工時)	1	直	157.191	$5.780 \leq 120.000$	0

出典:調査団

・断面 外半径 R = 55.000 (cm) 内半径 Ro = 0.000 (cm)

・鉄筋 D29 - 15 (@ 142) As = 96.36(cm2)

表 7.4.59 上流側左岸翼壁水流直角方向杭基礎計算結果(杭頭補強)

世ま 中部 (水 位)	検討	断百	面力	中立軸	压縮応力度(N/mm ²)		引張応力周	引張応力度(N/mm ²)		
何里扒態 (小 112)	状態	M (kN.m)	N (kN)	X (cm)	σc	σca	σs	σsa	定	
常時1(空水位)	Nmax Nmin	296.731	876.216 483.272	61.07 44.98	$\begin{array}{c} 3.555 \leq \\ 4.001 \leq \end{array}$	8.280 8.280	24.390 ≦ 58.734 ≦	168.000 168.000	00	
常時2(残留水位)	Nmax Nmin	314.093	609.282 440.564	48.22 42.84	4.113 ≦ 4.323 ≦	8.280 8.280	52.166 ≦ 69.862 ≦	168.000 168.000	00	
地震時1(空水位)	Nmax Nmin	507.146	966.940 334.978	47.86 36.93	$\begin{array}{c} 6.662 \leq \\ 7.400 \leq \end{array}$	11.012 11.012	85.895 ≦ 156.531 ≦	223.440 ≦ 223.440	00	
地震時2(LWL)	Nmax Nmin	488.323	881.611 169.388	46.78 34.85	$6.476 \le 7.270 \le$	11.012 11.012	87.681 ≦ 169.452 ≦	223.440 ≦ 223.440	00	
施工時(施工時)	Nmax Nmin	375.689	573.662 545.925	44.00 43.30	5.113 ≦ 5.147 ≦	12.420 12.420	78.454 ≦ 81.474 ≦	252.000 252.000	00	

出典:調査団

杭頭補強筋は、上記 As=96.36cm2 を上回る鉄筋量とし、D28-16本(As=98.53cm2)を配置 する。

(ii) 逆T部(壁高最高部)

逆 T 部の計算結果を表 7.4.60~表 7.4.63 に示す。なお、計算結果のうち、赤線で囲ったケースが決定ケースである。

表 7.4.60 上流側左岸翼壁逆 T 部杭基礎計算結果 (安定計算)

古舌 (水 位)	変位量 (mm)	押込力 (kN)	引抜力 (kN)	判
何里扒怒(小 位)	計算值 許容値	計算值 許容値	計算值 許容値	定
常時1(空水位)	$4.70 \leq 10.0 *1$	$805.897 \leq 5238.819$	516.155 > -1701.392	\bigcirc
常時2(残留水位)	5.83 ≦ 10.0 *1	$585.153 \leq 5238.819$	480.591 > -1701.392	\bigcirc
地震時1(空水位)	10.91 > 10.0 *1	$1069.404 \leq 7815.542$	196.141 > -3344.931	\bigcirc
地震時2(LWL)	10.96 > 10.0 *1	$998.814 \leq 7815.542$	59.176 > -3344.931	\bigcirc
施工時(施工時)	7.32 ≦ 10.0 *1	$567.616 \leq 5238.819$	555.705 > -1701.392	\bigcirc

*1:水平変位については、判定の対象外とする

出典:調査団

表 7.4.61 上流側左岸翼壁逆 T 部杭基礎計算結果 (杭体応力)

	列	杭	検討	М	N	圧縮応力度(N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²)	判
荷重状態(水 位)	番号	馬 性	状態	(kN.m)	(kN)	計算值 許容値	計算值 許容値	定
	5	直	圧	320.552	805.897	90.363 \leq 140.000	$-31.099 \leq 140.000$	0
市时1(王八位)	1	直	引	320.552	516.155	$79.709 \leq 140.000$	$-41.752 \leq 140.000$	0
赏時 7(建図水位)	5	直	圧	334.900	585.153	$84.965 \leq 140.000$	$-41.934 \leq 140.000$	\bigcirc
市时2(兆亩小山)	1	直	引	334.900	480.591	$81.120 \leq 140.000$	$-45.778 \leq 140.000$	\bigcirc
₩雪時1(空水位)	1	直	圧	516.670	1069.404	$137.208 \leq 186.200$	$-58.566 \leq 186.200$	0
地展时1(全水位)	5	直	引	516.670	196.142	$105.099 \leq 186.200$	-90.675 ≤ 186.200	\bigcirc
₩雪時 2 /IW/I)	1	直	圧	501.308	998.814	$131.702 \leq 186.200$	<i>-</i> 58.251 ≦ 186.200	0
地展时2(LWL)	5	直	引	501.308	59.176	97.152 ≤ 186.200	$-92.801 \leq 186.200$	0
歩 て時(歩て時)	1	直	圧	385.783	567.616	93.960 \leq 210.000	$-52.219 \leq 210.000$	0
№ ⊥-+寸()池 ⊥-+寸)	5	直	引	385.783	555.705	93.522 ≤ 210.000	$-52.657 \leq 210.000$	0

表 7.4.62 上流側左岸翼壁壁高最低部杭基礎計算結果(せん断応力)

広 古 中 能 (水 一 位)	列釆	杭属	せん断力	せん断応力度(N/mm ²)	判
何里(八忠(八 111)	雷号	腐性	(kN)	計算值t 許容值tal	定
常時1(空水位)	1	直	122.106	$4.490 \leq 80.000$	0
常時2(残留水位)	1	直	136.519	$5.020 \leq 80.000$	0
地震時1(空水位)	5	直	314.018	$11.546 \leq 106.400$	0
地震時2(LWL)	5	直	310.583	$11.420 \leq 106.400$	0
施工時(施工時)	5	直	163.238	$6.002 \leq 120.000$	0

出典:調査団

・断面	外半径	R =	55.000 (cm)	内半径	Ro =	0.000 (cm)

・鉄筋 D29 - 15 (@ 142) As = 96.36(cm2)

表 7.4.63 上流側左岸翼壁逆 T 部杭基礎計算結果 (杭頭補強)

古田中能 (水 位)	検討	断面	面力	中立軸	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度	判	
何里扒脸(小 位)	状態	M (kN.m)	N (kN)	X (cm)	σc	σca	σs	σsa	定
常時1(空水位)	Nmax Nmin	320.552	805.897 516.155	55.13 44.80	$\begin{array}{c} 3.977 \leq \\ 4.330 \leq \end{array}$	8.280 8.280	$36.662 \leq 64.077 \leq$	168.000 168.000	00
常時2(残留水位)	Nmax Nmin	334.900	585.153 480.591	46.17 43.14	4.466 ≦ 4.596 ≦	8.280 8.280	62.131 ≦ 73.295 ≦	168.000 168.000	0 0
地震時1(空水位)	Nmax Nmin	516.670	1069.404 196.141	49.68 35.06	$6.682 \le 7.677 \le$	11.012 11.012	79.314 ≦ 177.202 ≦	223.440	00
地震時2(LWL)	Nmax Nmin	501.308	998.814 59.176	48.81 33.46	$6.531 \le 7.560 \le$	11.012 11.012	$80.680 \le 188.240 \le$	223.440 223.440	00
施工時(施工時)	Nmax Nmin	385.783	567.616 555.705	43.47 43.19	$5.277 \leq \\ 5.291 \leq $	12.420 12.420	$\begin{array}{c} 82.896 \leq \\ 84.200 \leq \end{array}$	252.000 252.000	00

出典:調査団

杭頭補強筋は、上記 As=96.36cm2 を上回る鉄筋量とし、D28-16本(As=98.53cm2)を配置する。

(iii) L型部

L型部の計算結果を表 7.4.64~表 7.4.67 に示す。

表 /.4.64 上流側左	岸翼壁先端L	. 型部杭基礎計算結果	(安定計算)
---------------	--------	-------------	--------

共手 (北 (北)	変位量 (mm)	押込力 (kN)	引抜力 (kN)		
何里扒悲 (小 世)	計算值 許容値	計算值 許容値	計算值 許容値	定	
常時1(空水位)	$3.66 \leq 10.0 * 1$	$564.879 \leq 5238.819$	519.880 > -1701.392	0	
常時2(残留水位)	4.22 ≦ 10.0 *1	$481.361 \leq 5238.819$	375.153 > -1701.392	0	
地震時1(空水位)	$7.89 \leq 10.0 * 1$	$896.073 \leq 7815.542$	138.671 > -3344.931	0	
地震時2(LWL)	7.78 ≦ 10.0 *1	$783.401 \leq 7815.542$	47.473 > -3344.931	0	
施工時(施工時)	$5.30 \leq 10.0 * 1$	$595.537 \leq 5238.819$	351.513 > -1701.392	0	

*1:水平変位については、判定の対象外とする

	列	杭	検封	м	N	圧縮応力度(N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²)	衵
荷重状態(水 位)	番号	属性	时状態	(kN.m)	(kN)	計算值 許容値	計算值 許容値	定
世時1(売水位)	1	直	圧	184.833	564.879	$55.788 \leq 140.000$	$-14.248 \leq 140.000$	\bigcirc
吊吁1(空水位)		直	引	184.833	519.880	$54.133 \leq 140.000$	$-15.902 \leq 140.000$	0
告時2(建网水台)	1	直	圧	201.562	481.361	$55.886 \leq 140.000$	$-20.488 \leq 140.000$	0
币时2(次亩小位)	5	直	引	201.562	375.153	$51.981 \leq 140.000$	$-24.393 \leq 140.000$	0
₩雪時1(恋水位)	1	直	圧	369.412	896.073	$102.935 \leq 186.200$	$-37.040 \leq 186.200$	0
地展时1(至小位)	5	直	引	369.412	138.671	$75.087 \leq 186.200$	$-64.889 \leq 186.200$	0
地震時2(IWI)	1	直	圧	366.957	783.401	$98.328 \leq 186.200$	$-40.718 \leq 186.200$	0
地)展时2(LWL)	5	直	引	366.957	47.473	$71.268 \leq 186.200$	$-67.777 \leq 186.200$	0
施工時(施工時)	1	直	圧	230.350	595.537	$65.539 \leq 210.000$	$-21.744 \leq 210.000$	0
₩上叶寸(ハ型上叶寸)	5	直	引	230.350	351.513	$56.566 \leq 210.000$	$-30.717 \leq 210.000$	0

表 7.4.65 上流側左岸翼壁 L 型部杭基礎計算結果(杭体応力)

表 7.4.66 上流側左岸翼壁 L 型部杭基礎計算結果(せん断応力)

荷重 (水 位)	列釆	杭属	せん断力	せん断応力度(N/mm ²)		
何重八恩(八一世)	号	腐性	(kN)	計算值t 許容值tal	定	
常時1(空水位)	5	直	79.681	$2.930 \leq 80.000$	0	
常時2(残留水位)	5	直	89.088	$3.276 \leq 80.000$	0	
地震時1(空水位)	5	直	225.811	$8.303 \leq 106.400$	0	
地震時2(LWL)	5	直	223.416	$8.215 \leq 106.400$	0	
施工時(施工時)	5	直	106.526	$3.917 \leq 120.000$	0	

出典:調査団

・断面 外半径 R = 55.000 (cm) 内半径 Ro = 0.000 (cm)

・鉄筋 D29 - 15 (@ 142) As = 96.36(cm2)

表 7.4.67 上流側左岸翼壁 L 型部杭基礎計算結果(杭頭補強)

古 古 中 能 (水 一 仕)	検討 状態	断司	面力	中立軸	压縮応力度(N/mm ²)		引張応力度	$E(N/mm^2)$	判
何里扒惡 (小 位)		M (kN.m)	N (kN)	X (cm)	σc	σca	σs	σsa	定
常時1(空水位)	Nmax Nmin	184.833	564.879 519.880	62.52 59.12	$\begin{array}{c} 2.199 \leq \\ 2.237 \leq \end{array}$	8.280 8.280	$13.974 \le 16.958 \le$	168.000 168.000	00
常時2(残留水位)	Nmax Nmin	201.562	481.361 375.153	53.52 47.37	$\begin{array}{c} 2.530 \leq \\ 2.659 \leq \end{array}$	8.280 8.280	$25.159 \le 35.052 \le$	168.000 168.000	00
地震時1(空水位)	Nmax Nmin	369.412	896.073 138.671	53.99 35.03	$\begin{array}{c} 4.620 \leq \\ 5.490 \leq \end{array}$	11.012 11.012	44.941 ≦ 126.887 ≦	223.440 223.440	00
地震時2(LWL)	Nmax Nmin	366.957	783.401 47.473	50.44 33.53	$\begin{array}{c} 4.716 \leq \\ 5.531 \leq \end{array}$	11.012 11.012	54.088 ≦ 137.275 ≦	223.440 223.440	00
施工時(施工時)	Nmax Nmin	230.350	595.537 351.513	56.06 43.99	$\begin{array}{c} 2.840 \leq \\ 3.135 \leq \end{array}$	12.420 12.420	$\begin{array}{c} 25.036 \leqq \\ 48.128 \leqq \end{array}$	252.000 252.000	00

出典:調査団

杭頭補強筋は、上記 As=96.36cm2 を上回る鉄筋量とし、D28-16本(As=98.53cm2)を配置 する。

(g) 検討結果

上流側左岸翼壁杭基礎の検討結果を図 7.4.52、図 7.4.53 に示す。検討結果の詳細については 構造計算書に示す。



図 7.4.53 杭基礎計算結果

8) 上流側右岸翼壁杭基礎の検討

上流側右岸翼壁について、杭基礎の設計計算を行う。計算の詳細については構造計算書に示す。

(a) 構造寸法

上流側右岸翼壁の構造寸法図と杭配置を示す。上流側右岸翼壁は、水流方向、水流直角方向 とも同じ壁高であり、平面形状がほぼ正方形の形状である。





図 7.4.54 上流側右岸翼壁構造寸法図





図 7.4.55 上流側右岸翼壁杭配置

(b) 地盤条件

杭基礎の設計に用いる地盤条件を次頁に示す。Cainta 水門地点には BH-C01~BH-C03 の 3 箇 所の地質調査があるが、杭基礎の設計に対して最も条件が悪くなる地質調査の BH-C03 を採用 して計算を行う。

(DD-BH-C03)
土質定数一覧
7.4.68

表

詳細設計業務実施報告書

					1		1		1	- 10	H-C	03	~							
膨潤指数 Cc	(0.056)		(0.041)							DDD 9.26 標高 (m)	n 深度 (m)	土質		0 20	1値 30	40	30			
压縮指数 Cc	(1.17)		(0.42)									シルト質粘	1					+6.85		
圧密沈下 対象層	0		0							3.26	6.00	シル		11) ¢800×16t,L=8		
変形係数 E50 (MN/m ²)	(1.5)		(1.5)							-0.74	2.00	ト 粘 土	2				-	SKK40		
さん断抵抗角 ∲(°)	(0)	0	(0)	0	0	36	0	0	40	-4.74	4.00	粘 土 砂		3			_			
粘着力 c (kN/m ²)	(14)	130	(14)	100	200	0	250	420	0	-7.74	3.00	資料土		10	3		_	,L=27.00m		
単位体積 重量 _γ t (kN/m ³)	(15)	17	(16)	17	18	20	18	19	21	-10.74	3.00						-	SKK400 \$800x9t		34, 900
塑性指数 Ip	21	16	17	65	30		45	23	21											
細粒分 Fc (%)	93	06	70	96	60	13	94	74	45			粘土			20		-			
含水比 Wn(%)	67	43	37	53	37	19	46	35	33								-			
N 値	1	11	2	8	16	26	20	34	50				1	19 9	920		-			
土質	北性土	粘性土	粘性土	粘性土	粘性土	砂質土	粘性土	粘性土	砂質土	-24.74 -26.74	14.00 2.00	シ 町 桁 土 *t			88	31			く た い 110	
拓圖	C1	C2	C3	C4	C5	S1	C6	C7	S2	-29.19	2.45	1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1			ę	4	- - - - -	 -28.05	33	

パッシグ・マリキナ川河川改修事業(フェーズIV)詳細設計

杭基礎設計用地盤条件

図 7.4.56

(c) 検討ケース

検討ケースについては、下記のケースに対して計算を行う。

			水位条	件	荷重条件								
検 荷 計 方 算 ケ 重 ケ 方 - 方 - 方 - 次 態		背面水位	前面水位	躯体自重	土	土	水 圧	揚圧力	水重	上載荷重	慣性力		
	1 常 時 水位ゼロ				0	0	0	_	_	_	0	_	
水水流	水 水 2 常 時 残留水位 流 直 方 方 向 向 3 地震時 水位ゼロ 4 LWL	WL=12.54 残留水位	WL=10.94 常時水位	0	0	0	0	0	0	0	_		
流直方角		地震時 水位ゼロ			0	0	0	—	_	_	0	0	
向向		地震時 LWL	WL=11.30 LWL	WL=11.30 LWL	0	0	0	0	0	0	0	0	
	5	施工時	WL=12.81 締め切り水位	WL=6.85 底版下面	0	0	0	0	0	_	0	_	

表 7.4.69 荷重ケースー覧表(常時・L1 地震時・施工時)

残留水位は、DFL=13.340と常時水位=10.94の2/3の水位とする。

出典:調査団



出典:調査団

図 7.4.57 上流側右岸翼壁水位条件

(d) 荷重条件

杭基礎に作用する荷重条件については、下記の通りとする。上流側右岸の翼壁については、 翼壁上に発電機棟が配置されるため、発電機棟の荷重(約47kN/m²を丸めて 50.0kN/m²)を考慮 して計算を行う。

設計水平震度	: Kh=0.20
背面土圧	: クーロン土圧
	※水流方向に関しては、上載荷重が等分布荷
	重とならないため、試行くさび圧を採用する。
背面土の土質	: 埋戻し土 γ=19.0kN/m3
	内部摩擦角 φ=30°、粘着力c=0kN/m2
上載荷重(常時、施工時)	: q0 = 10.0 kN/m2
上載荷重(地震時)	: q0 = 5.0 kN/m2
上載荷重(発電機棟)	: q0=50.0kN/m2(常時、地震時とも)



出典:調査団

図 7.4.58 発電機棟平面寸法

(e) 検討条件

杭基礎の検討は、以下の条件とする。また、底版は剛体とみなせる厚さを確保する。上流側 右岸翼壁については、両方向ともほぼ同じ形状であることから、両方向単独にて安定するよう、 検討する。

・杭種	: 鋼管杭
・施工工法	: 打込み杭(バイブロハンマ)
・杭頭接合条件	: 剛結・ヒンジ
• 杭先端条件	: ヒンジ
・杭の種類	: 支持杭
・杭の許容変位量	常 時 : 10.0 (mm)

地震!	時 : 10.0 (mm)
・杭体のヤング係数	: 2.00 ×105 (N/mm2)
・杭本数	: 30(本)
・杭径	: 800.0 (mm)
・外側腐食代	: 1.0 (mm)
・内側腐食代	: 0.0 (mm)
• 設計杭長,鋼管厚,材質	: 34.90 (m)
[第1断面: 7.90 (m)	62.0 (mm) SKK400]
[第2断面: 27.00(m)	9.0 (mm) SKK400]

(f) 計算結果

(i) 水流直角方向

水流直角方向の計算結果を表 7.4.70~表 7.4.73 に示す。なお、計算結果のうち、赤線で囲ったケースが決定ケースである。

表	7.4.70	上流側右岸翼壁水流直角方向杭基礎計算結果	(安定計算)
	/ / •		

荷重状態(水 位)	変位量 (mm)	押込力 (kN)	引抜力 (kN)	判
	計算值 許容値	計算值 許容値	計算值 許容値	定
常時1(空水位)	$3.57 \leq 10.0$	$1059.900 \leq 4991.016$	845.515 > -1684.765	0
常時2(残留水位)	$4.45 \leq 10.0$	$755.548 \leq 4991.016$	738.301 > -1684.765	0
地震時1(空水位)	9.84 ≦ 10.0	$1471.503 \leq 7447.570$	385.034 > -3308.030	0
地震時2(LWL)	9.80 ≦ 10.0	$1314.618 \leq 7447.570$	180.648 > -3308.030	0
施工時(施工時)	6.13 ≦ 10.0	$922.089 \leq 4991.016$	717.213 > -1684.765	0

出典:調査団

表 7.4.71 上流側右岸翼壁水流直角方向杭基礎計算結果(杭体応力)

	列	杭	検討	М	N	圧縮応力度(N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²)	王山
荷重状態(水 位)	番号	属性	时状態	(kN.m)	(kN)	計算值 許容値	計算值 許容值	定
常時1(空水位)		直	圧	280.342	1059.900	$68.268 \leq 140.000$	$-10.817 \leq 140.000$	\bigcirc
		直	引	280.342	845.515	$62.457 \leq 140.000$	$-16.628 \leq 140.000$	\bigcirc
常時2(残留水位)		直	圧	303.466	755.548	$63.281 \leq 140.000$	$-22.328 \leq 140.000$	\bigcirc
		直	引	303.466	738.301	$62.813 \leq 140.000$	$-22.795 \leq 140.000$	0
₩雪時1(恋水位)	1	直	圧	652.472	1471.503	$131.912 \leq 186.200$	$-52.152 \leq 186.200$	0
地展时1(至小位)	6	直	引	652.472	385.034	$102.467 \leq 186.200$	<i>-</i> 81.597 ≦ 186.200	\bigcirc
₩雪時 2 (IWI)	1	直	圧	639.013	1314.618	$125.762 \leq 186.200$	$-54.505 \leq 186.200$	0
地展时2(LWL)		直	引	639.013	180.648	$95.029 \leq 186.200$	$-85.238 \leq 186.200$	0
歩 て時(歩て時)	1	直	圧	376.173	922.089	$78.050 \leq 210.000$	$-28.070 \leq 210.000$	0
施上時(施上時)	6	直	引	376.173	717.213	$72.497 \leq 210.000$	$-33.622 \leq 210.000$	0

表 7.4.72 上流側右岸翼壁水流直角方向杭基礎計算結果(せん断応力)

古田市 (水 広)	列	杭屋	せん断力	せん断応力度(N/mm ²)	判
<u> </u>	留号	腐性	(kN)	計算值τ 許容值τal	定
常時1(空水位)	1	直	105.651	$2.863 \leq 80.000$	0
常時2(残留水位)	1	直	120.989	$3.279 \leq 80.000$	0
地震時1(空水位)	6	直	351.337	$9.522 \leq 106.400$	0
地震時2(LWL)	6	直	347.078	$9.406 \leq 106.400$	0
施工時(施工時)	6	直	156.953	$4.254 \leq 120.000$	0

・断面	外半径	R =	55.000 (cm)	内半径	Ro =	0.000 (cm)
-----	-----	-----	-------------	-----	------	------------

・鉄筋 D29 - 16 (@ 134) As = 102.78(cm2)

表 7.4.73 上流側右岸翼壁水流直角方向杭基礎計算結果(杭頭補強)

古舌 中能 (水 位)	検討	断ī	面力	中立軸	圧縮応力度	(N/mm^2)	引張応力度	$E(N/mm^2)$	判
何里扒惡 (小 位)	状態	M (kN.m)	N (kN)	X (cm)	σc	σca	σs	σsa	定
常時1(空水位)	Nmax Nmin	280.342	1059.900 845.515	72.83 62.22	$\begin{array}{c} 3.210 \leq \\ 3.305 \leq \end{array}$	8.280 8.280	$10.692 \le 21.340 \le$	168.000 168.000	00
常時2(残留水位)	Nmax Nmin	303.466	755.548 738.301	55.21 54.49	$\begin{array}{c} 3.717 \leq \\ 3.734 \leq \end{array}$	8.280 8.280	$\begin{array}{c} 34.125 \leq \\ 35.473 \leq \end{array}$	168.000 168.000	00
地震時1(空水位)	Nmax Nmin	652.472	1471.503 385.034	52.32 37.00	$\begin{array}{c} 8.152 \leq \\ 9.309 \leq \end{array}$	11.012 11.012	$85.730 \le 196.231 \le$	223.440 223.440	00
地震時2(LWL)	Nmax Nmin	639.013	1314.618 180.648	50.02 35.00	$\begin{array}{c} 8.124 \leq \\ 9.280 \leq \end{array}$	11.012 11.012	94.957 ≦ 214.747 ≦	223.440 223.440	00
施工時(施工時)	Nmax Nmin	376.173	922.089 717.213	54.72 48.36	$\begin{array}{c} 4.622 \leq \\ 4.847 \leq \end{array}$	12.420 12.420	$\begin{array}{c} 43.428 \leq \\ 61.083 \leq \end{array}$	252.000 252.000	00

出典:調査団

杭頭補強筋は、上記 As=102.78cm2 を上回る鉄筋量とし、D28-17本(As=104.69cm2)を配置する。

(ii) 水流方向

水流方向の計算結果を表 7.4.74~表 7.4.77 に示す。

共重化能 (水 伝)	変位量 (mm)	押込力 (kN)	引抜力 (kN)	判
何里仍愿(小 位)	計算值 許容値	計算值 許容値	計算值 許容値	定
常時1(空水位)	$3.71 \leq 10.0$	$1104.147 \leq 4991.016$	683.489 > -1684.765	0
常時2(残留水位)	$4.40 \leq 10.0$	$970.665 \leq 4991.016$	447.806 > -1684.765	0
地震時1(空水位)	8.79 ≦ 10.0	$1589.187 \leq 7447.570$	151.390 > -3308.030	0
地震時2(LWL)	$8.61 \leq 10.0$	$1404.899 \leq 7447.570$	2.745 > -3308.030	0
施工時(施工時)	$6.03 \leq 10.0$	$1168.634 \leq 4991.016$	399.665 > -1684.765	0

表 7.4.74 上流側右岸翼壁水流方向杭基礎計算結果(安定計算)

	列	列杭討		M N	圧縮応力度(N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²)	衵	
荷重状態(水 位)		属性		(kN.m)	(kN)	計算值 許容値	計算值 許容値	定
世時1(空水位)	1	直	圧	166.366	1104.147	$53.390 \leq 140.000$	$6.458 \leq 140.000$	0
市时1(王/小江)	5	直	引	166.366	683.489	$41.990 \leq 140.000$	$-4.942 \leq 140.000$	0
告 吐 ?(建网水齿)	1	直	圧	192.429	970.665	$53.449 \leq 140.000$	$-0.836 \leq 140.000$	0
吊时2(攻笛小位)	5	直	引	192.429	447.806	$39.279 \leq 140.000$	-15.006 ≤ 140.000	0
地震時1(広水位)	1	直	圧	455.294	1589.187	$107.289 \leq 186.200$	<i>-</i> 21.150 ≦ 186.200	0
地展时1(至小位)	5	直	引	455.294	151.390	$68.323 \leq 186.200$	$-60.117 \leq 186.200$	0
地震時2/1 W/1)	1	直	圧	448.140	1404.899	$101.286 \leq 186.200$	$-25.136 \leq 186.200$	0
地展时2(LWL)	5	直	引	448.140	2.745	$63.285 \leq 186.200$	<i>-</i> 63.136 ≦ 186.200	0
按了時(按了時)	1	直	圧	252.985	1168.634	$67.356 \leq 210.000$	$-4.012 \leq 210.000$	0
加上时(加上时)	5	直	引	252.985	399.665	$46.515 \leq 210.000$	$-24.852 \leq 210.000$	\bigcirc

表 7.4.75 上流側右岸翼壁水流方向杭基礎計算結果(杭体応力)

表 7.4.76 上流側右岸翼壁水流方向杭基礎計算結果(せん断応力)

古舌 (水 - 位)	列釆	杭属	せん断力	せん断応力度(N/mm ²)	判
何里仍愿(小 位)	骨号	廣性	(kN)	計算值t 許容值tal	定
常時1(空水位)	5	直	80.763	$2.189 \leq 80.000$	0
常時2(残留水位)	5	直	94.636	$2.565 \leq 80.000$	0
地震時1(空水位)	5	直	279.773	$7.582 \leq 106.400$	0
地震時2(LWL)	5	直	274.769	$7.447 \leq 106.400$	0
施工時(施工時)	5	直	127.160	$3.446 \leq 120.000$	0

出典:調査団

・鉄筋 D29 - 16 (@ 134) As = 102.78(cm2)

表 7.4.77 上流側右岸翼壁水流方向基礎計算結果(杭頭補強)

古香 中能 (水 位)	検討	断面	面力	中立軸	圧縮応力度	$E(N/mm^2)$	引張応力度	$E(N/mm^2)$	判
何里扒脸 (小 位)	状態	M (kN.m)	N (kN)	X (cm)	σc	σca	σs	σsa	定
常時1(空水位)	Nmax Nmin	166.366	1104.147 683.489	103.28 77.20	$\begin{array}{c} 2.136 \leq \\ 1.902 \leq \end{array}$	8.280 8.280	$-4.430 \le 4.362 \le$	168.000 168.000	00
常時2(残留水位)	Nmax Nmin	192.429	970.665 447.806	88.42 53.19	$\begin{array}{c} 2.254 \leq \\ 2.389 \leq \end{array}$	8.280 8.280	$\begin{array}{c} 0.223 \leqq \\ 24.133 \leqq \end{array}$	168.000 168.000	00
地震時1(空水位)	Nmax Nmin	455.294	1589.187 151.390	68.83 35.31	$5.249 \leq 6.594 \leq$	11.012 11.012	23.078 ≦ 150.378 ≦	223.440 223.440	00
地震時2(LWL)	Nmax Nmin	448.140	1404.899 2.745	63.86 33.36	$5.247 \leq 6.598 \leq$	11.012 11.012	$30.977 \leq 165.089 \leq$	223.440 223.440	00
施工時(施工時)	Nmax Nmin	252.985	1168.634 399.665	83.58 45.04	$\begin{array}{c} 2.919 \leq \\ 3.353 \leq \end{array}$	12.420 12.420	$\begin{array}{c} 2.840 \leqq \\ 49.092 \leqq \end{array}$	252.000 252.000	00

出典:調査団

杭頭補強筋は、上記 As=102.78cm2 を上回る鉄筋量とし、D28-17本(As=104.69cm2)を配置する。

(g) 検討結果

上流側右岸翼壁杭基礎の検討結果を図 7.4.59、図 7.4.60 に示す。検討結果の詳細については 構造計算書に示す。







図 7.4.60 杭基礎計算結果

7) 下流側水叩きの検討

下流側水叩きについて、杭基礎の設計計算を行う。計算の詳細については構造計算書に示す。 なお、下流側水叩きについては、左右岸の水叩きが対象構造であるため、中央部の水叩きと左岸 の水叩きに対して、杭基礎の設計計算を行う。

(a) 構造寸法

下流側水叩きの構造寸法図を示す。



出典:調査団

図 7.4.61 下流側水叩き構造寸法図(中央)



図 7.4.62 下流側水叩き杭配置(中央)



出典:調査団





図 7.4.64 下流側水叩き杭配置(左岸)

(b) 地盤条件

地盤条件については、中央堰柱、端部堰柱と同様に、DD-BH-C03の地盤条件を用いる。

(c) 検討ケース

検討ケースについては、下記のケースに対して計算を行う。

部材	位置	計算方向	ケース	ケース名	許容応力度の割増 係数
			1	洪水時(本川 DFL 時)	1.0
	十十世	水流直角方向	2	施工時(1)	1.5
	工力序		3	施工時(2)	1.5
			4	施工時(3)	1.5
下流側水叩き工		中央 水流直角方向 1	1	洪水時(本川 DFL 時)	1.0
			2	施工時(二重締切)	1.5
	中央		3	施工時(1)	1.5
			4	施工時(2)	1.5
			5	施工時(3)	1.5

表 7.4.78 荷重ケース一覧表

出典:調査団

(d) 荷重条件

杭基礎に作用する荷重については、上記の荷重ケースごとに設定した荷重図より荷重を集計する。

(i) クレーン荷重

下流側水叩き部については、施工時(ゲート据付時)に水叩き上部にクレーンが通行する。 そのため、クレーン荷重を想定して計算を行う。クレーン荷重は P7-489 で算定している値を 用いる

(ii) 二重締切部荷重

水叩き部については、左岸施工時(2期施工時)に、水叩き上に2重締切を構築する。その ため、計算において2重締切および中詰土の上載荷重を考慮する。2重締切部の標準断面を図 7.4.65に示す。



図 7.4.65 床版上二重締切部

·二重締切荷重

上載荷重	:	*****
矢板荷重	:	******
中詰め土	:	***************
合計		$\Sigma W = **********************************$

 $W = **************** = 125 kN/m^2$

注) ***については先行公開版につき非表示

次頁に設定した荷重図を示す。





(e) 検討条件

杭基礎の検討条件を下記に示す。

・下流側中央水叩き

:鋼管杭
: 打込み杭(バイブロハンマ)
: 剛結・ヒンジ
: ヒンジ
: 支持杭
: 10.0 (mm)
: 10.0 (mm)
: $2.00 \times 105 \text{ (N/mm2)}$
: 9 (本)
: 600.0 (mm)
: 1.0 (mm)
: 0.0 (mm)
: 36.40 (m)
9.0 (mm) SKK400]
9.0 (mm) SKK400]

下流側左岸水叩き

・杭種	:鋼管杭
・施工工法	: 打込み杭(バイブロハンマ)
・杭頭接合条件	: 剛結・ヒンジ
・杭先端条件	: ヒンジ
・杭の種類	: 支持杭
・杭の許容変位量 常時	: 10.0 (mm)
地震時	: 10.0 (mm)
・杭体のヤング係数	: $2.00 \times 105 \text{ (N/mm2)}$
・杭本数	: 12 (本)
・杭径	: 500.0 (mm)
・外側腐食代	: 1.0 (mm)
・内側腐食代	: 0.0 (mm)
・設計杭長,鋼管厚,材質	: 36.40 (m)
[第1断面: 8.40 (m)	9.0 (mm) SKK400]
[第2断面: 28.00 (m)	9.0 (mm) SKK400]

(f) 計算結果

(i) 下流側水叩きエ中央

下流側水叩き工中央の計算結果を表 7.4.79、表 7.4.80 に示す。なお、計算結果のうち、赤 線で囲ったケースが決定ケースである。

荷重ケースNo. 略称		1	2	3	4
原点作用力		直角case1	直角case2	直角case3	直角case4
Vo	kN	15714.22	18920.38	3897.36	3897.36
Но	kN	0.00	0.00	0.00	0.00
Mo	kN.m	0.00	-3973.28	-1169.21	935.37
原点変	位				
δx	mm	0.00	-1.06	-0.31	0.25
δz	mm	21.08	25.39	5.23	5.23
α	rad	0.00000000	-0.00037056	-0.00010904	0.00008723
δf, δa	mm	$0.00 \leq 10.00$	$0.38 \leq 10.00$	$0.11 \leq 10.00$	$0.09 \leq 10.00$
鉛直反	力				
PNmax, Ra	kN	$1746.02 \leq 3408.00$	$2243.42 \le 3408.00$	474.58≦ 3408.00	$466.27 \leq 3408.00$
PNmin, Pa	kN	$1746.02 \ge 0.00$	$1961.11 \ge 0.00$	$391.50 \ge 0.00$	$399.81 \ge 0.00$
水平反	力				
PH	kN	0.00	0.00	0.00	0.00
杭発生モー	メント				
杭頭 Mt	kN.m	0.00	-8.60	-2.53	2.02
地中部 Mm	kN.m	0.00	-8.60	0.12	2.02
杭体応え	J度				
1 σς,σςα	N/mm ²	-117.75≧ -140.00	-155.28≧ -210.00	-33.18≧ -210.00	-32.38≧ -210.00
断 ot,ota	N/mm ²	$-117.75 \leq 140.00$	$-128.27 \leq 210.00$	$-25.23 \leq 210.00$	$-26.02 \leq 210.00$
面 т, та	N/mm ²	$0.000 \leq 80.000$	$0.127 \le 120.000$	$0.037 \le 120.000$	$0.030 \le 120.000$
判定		OK	OK	OK	OK

表 /. 4. /9) 下流側水叩きエ中央杭基礎計算結果(水流直角万向 1/2	2)
--	----

表 7.4.80 下流側水叩きエ中央杭基礎計算結果(水流直角方向 2/2)

荷重ケースN	o. 略称	5
原点作用	力	直角case5
Vo	kN	3807.36
Но	kN	0.00
Mo	kN.m	0.00
原点変	位	
δx	mm	0.00
δz	mm	5.11
α	rad	0.00000000
δf, δa	mm	0.00 ——
鉛直反	力	
PNmax, Ra	kN	423.04
PNmin, Pa	kN	423.04 ——
水平反	力	
PH	kN	0.00
杭発生モー	メント	
杭頭 Mt	kN.m	0.00
地中部 Mm	kN.m	0.00
杭体応力]度	
1 σε,σεα	N/mm_2^2	<i>-</i> 28.53≧ <i>-</i> 210.00
断 ot,ota	N/mm_2^2	$-28.53 \leq 210.00$
面 <i>τ</i> , τа	N/mm ²	$0.000 \le 120.000$
判定		OK

出典:調査団

(ii) 下流側水叩きエ左右岸

下流側水叩き工左右岸の計算結果を表 7.4.81 に示す。なお、計算結果のうち、赤線で囲ったケースが決定ケースである。

荷重ケースNo. 略称		1	2	3	4	
原点作用力		直角case1	直角case3	直角case4	直角case5	
Vo	kN	13545.92	3421.68	3421.68	3331.68	
Но	kN	0.00	0.00	0.00	0.00	
Mo	kN.m	677.30	-684.34	1402.89	133.27	
原点変化	<u>.</u>					
δx	mm	2.44	0.40	0.94	0.59	
δz	mm	14.24	3.54	3.67	3.50	
α	rad	0.00091351	0.00014799	0.00034992	0.00022146	
δf, δa	mm	$0.81 \leq 10.00$	$0.13 \leq 10.00$	$0.31 \leq 10.00$	$0.20 \leq 10.00$	
鉛直反力						
PNmax, Ra	kN	$1515.70 \le 2706.00$	$347.82 \le 2706.00$	$433.33 \le 2706.00$	$371.43 \le 2706.00$	
PNmin, Pa	kN	$821.54 \ge 0.00$	$235.36 \ge 0.00$	$167.44 \ge 0.00$	$203.15 \ge 0.00$	
水平反为	力					
PH	kN	0.00	0.00	0.00	0.00	
杭発生モー	メント					
杭頭 Mt	kN.m	13.00	2.11	4.98	3.15	
地中部 Mm	kN.m	13.00	2.11	4.98	3.15	
杭体応力	度					
1 σς,σςα	N/mm ²	-131.84≧ -140.00	-29.66≧ -210.00	-38.54≧ -210.00	-32.28≧ -210.00	
断 ot,ota	N/mm ²	$-57.95 \leq 140.00$	$-17.69 \leq 210.00$	$-10.24 \leq 210.00$	$-14.37 \leq 210.00$	
面 т, та	N/mm ²	$0.259 \leq 80.000$	$0.042 \le 120.000$	$0.099 \le 120.000$	$0.063 \le 120.000$	
判定		OK	OK	OK	OK	

表 7.4.81 下流側水叩きエ左右岸杭基礎計算結果(水流直角方向)

出典:調査団

(g) 検討結果

下流側水叩き杭基礎の検討結果を以下に示す。検討結果の詳細については構造計算書に示す。



出典:調査団

図 7.4.67 下流側水叩き杭配置(中央)







図 7.4.69 下流側水叩き杭配置(左岸)



出典:調査団

図 7.4.70 下流側水叩き杭基礎計算結果(左岸)

10) 上流側水叩きの検討

上流側水叩きについて、杭基礎の設計計算を行う。計算の詳細については構造計算書に示す。

(a) 構造寸法

上流側水叩きの構造寸法図を示す。



図 7.4.71 上流側水叩き構造寸法図(左岸)






出典:調査団

図 7.4.73 上流側水叩き構造寸法図(中央)



図 7.4.74 上流側水叩き杭配置(中央)



図 7.4.75 上流側水叩き構造寸法図(右岸)



図 7.4.76 上流側水叩き杭配置(右岸)

(b) 地盤条件

地盤条件については、中央堰柱、端部堰柱と同様に、DD-BH-C03の地盤条件を用いる。

(c) 検討ケース

検討ケースについては、下記のケースに対して計算を行う。

表 7.4.82 荷重ケース一覧表

部材	位置	計算方向	ケース	ケース名	許容応力度の割増 係数
	左岸	水流直角方向	1	洪水時(支川 DFL 時)	1.0
しぶ回を叩きて	њњ	北法古舟士白	1	洪水時(支川 DFL 時)	1.0
上流側水叩さ上	中央	小加但用力问	2	施工時(二重締切)	1.5
	右岸	水流直角方向	1	洪水時(支川 DFL 時)	1.0

出典:調査団

(d) 荷重条件

杭基礎に作用する荷重については、表 7.4.82 に示す荷重ケースごとに設定した荷重図より荷 重を集計する。

(i) 二重締切部荷重

水叩き中央部については、左岸施工時(2期施工時)に、水叩き上に2重締切を構築する。 そのため、計算において2重締切および中詰土の上載荷重を考慮する。2重締切部の標準断面 を図 7.4.77に示す。



図 7.4.77 床版上二重締切部

二重締切荷重

	· —	
上載荷重	:	**********
矢板荷重	:	************
中詰め土	:	***************************************
合計		$\Sigma W = **********************************$

次頁に設定した荷重図を示す。



出典:調査団

上流側水叩き荷重図

7.4.78

X

(e) 検討条件

杭基礎の検討条件を下記に示す。なお、下記に示す杭基礎の検討条件については、上流側水 叩き工の全部材で共通である。

上流側中央水叩き

・杭種			:鋼管杭	
・施工工法			:打込み杭 (バイブロハンマ))
・杭頭接合条件			: 剛結・ヒンジ	
・杭先端条件			: ヒンジ	
・杭の種類			: 支持杭	
・杭の許容変位量	常	時	: 10.0 (mm)	
	地震	時	: 10.0 (mm)	
・杭体のヤング係数			: $2.00 \times 105 (N/mm2)$	
・杭本数			: 9 (本)	
・杭径			: 600.0 (mm)	
・外側腐食代			: 1.0 (mm)	
・内側腐食代			: 0.0 (mm)	
 ・設計杭長,鋼管厚,材質 	F I		: 36.40 (m)	
[第1断面: 8.40(m	ı)	9.0	0 (mm) SKK400]	
[第2断面: 28.00 (m	l)	9.0	0 (mm) SKK400]	

(f) 計算結果

(i) 上流側水叩きエ中央

上流側水叩き工中央の計算結果を表 7.4.83 に示す。なお、計算結果のうち、赤線で囲った ケースが決定ケースである。

荷重ケースN	[o. 略称	」 直角case1	2			
原点作用	月力	匠. 円edse1	直角case2			
Vo	kN	8099.62	12088.02			
Но	kN	0.00	0.00			
Mo	kN.m	0.00	-2538.48			
原点変	位					
δx	mm	0.00	-0.64			
δz	mm	10.88	16.23			
α	rad	0.00000000	-0.00023877			
δf, δa	mm	$0.00 \leq 10.00$	$0.21 \leq 10.00$			
鉛直反	力					
PNmax, Ra kN		$899.96 \le 2706.00$	$1433.98 \le 2706.00$			
PNmin, Pa	kN	$899.96 \ge 0.00$	$1252.25 \ge 0.00$			
水平反	力					
PH	kN	0.00	0.00			
杭発生モー	メント					
杭頭 Mt	kN.m	0.00	-3.40			
地中部 Mm	kN.m	0.00	-3.40			
杭体応ナ	J度					
1 σς,σςα	N/mm ²	-73.08≧ -140.00	-118.73≧ -210.00			
断 ot,ota	N/mm ²	$-73.08 \leq 140.00$	$-99.40 \leq 210.00$			
面 T, Ta	N/mm ²	$0.000 \leq 80.000$	$0.068 \le 120.000$			
判定		OK	OK			

· X / 9.00 工机则小型C工工大机全艇可并相不 \小机但内力	表	7.4.83	上流側水叩きエ中央杭基礎計算結果	(水流直角方向
------------------------------------	---	--------	------------------	---------

(ii) 上流側水叩きエ左岸

上流側水叩き工左岸の計算結果を表 7.4.84 に示す。

表 7.4.84 上流側水叩きエ左岸杭基礎計算結果(水流直角方向)

荷重ケースN	o. 略称	1
原点作用	力	直角case1
Vo	kN	5683.94
Но	kN	0.00
Mo	kN.m	0.00
原点変	位	
δx	mm	0.00
δz	mm	7.63
α	rad	0.00000000
δf, δa	mm	$0.00 \leq 10.00$
鉛直反	力	
PNmax, Ra	kN	$631.55 \le 2706.00$
PNmin, Pa	kN	$631.55 \ge 0.00$
水平反	力	
PH	kN	0.00
杭発生モー	メント	
杭頭 Mt	kN.m	0.00
地中部 Mm	kN.m	0.00
杭体応ナ	度	
1 σς,σca	N/mm ²	-51.28≧ -140.00
断 ot,ota	N/mm ²	$-51.28 \le 140.00$
面 т, та	N/mm ²	$0.000 \leq 80.000$
判定		OK

出典:調査団

(iii) 上流側水叩きエ右岸

上流側水叩き工右岸の計算結果を表 7.4.85 に示す。

表 7.4.85 上流側水叩きエ右岸杭基礎計算結果(水流直角方向)

荷重ケ	ースNo	o. 略称	1			
原	点作用	力	直角c	ase1		
Vo		kN	6962			
Ho)	kN	0.0	00		
Mo)	kN.m	0.0	00		
原点変位						
δx		mm	0.0	00		
δz		mm	9.3	5		
α		rad	0.0000	0000		
δf, δ	ja	mm	$0.00 \leq$	10.00		
釒	い むしんし おうしん おうしん おうしん おうしん おうしん おうしん おうしん お	り				
PNmax	, Ra	kN	773.65≦	2706.00		
PNmir	ı, Pa	kN	773.65≧	0.00		
ス	k平反フ	り				
PH	[kN	0.0	00		
杭発生	ヒモーン	メント				
杭頭	Mt	kN.m	0.0	00		
地中部	Mm	kN.m	0.0	00		
杭	体応力	度				
1 σα	,σca	N/mm^2	-62.82≧	-140.00		
断σ	t,σta	N/mm ²	<i>-</i> 62.82≦	140.00		
面 τ	, τa	N/mm ²	$0.000 \leq 80.000$			
	判定		OI	K		

出典:調査団

(g) 検討結果

上流側水叩き工杭基礎の検討結果を以下に示す。検討結果の詳細については構造計算書に示す。



出典:調査団

図 7.4.79 上流側水叩き杭配置 (左岸)



出典:調査団

図 7.4.80 上流側水叩き杭基礎計算結果(左岸)



図 7.4.81 上流側水叩き杭配置(中央)





図 7.4.82 上流側水叩き杭基礎計算結果(中央)



出典:調査団





図 7.4.84 上流側水叩き杭基礎計算結果(右岸)

7.4.2.2 本体工

(1) 安定計算

検討方針

本施設は杭基礎構造であるため、安定性に対する検討については、杭基礎の検討において実施 している。本項では、杭基礎の設計計算にあたり、中央堰柱および端部堰柱に関して、土水圧や 風荷重、地震時慣性力や揚圧力、上載荷重等の荷重を集計して、杭基礎に作用する荷重を集計す る。

(a) 荷重ケース

安定計算と構造計算における Cainta 水門の荷重ケース一覧表を表 7.4.86 に示す。

			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17						
			自	上	橋	ゲ	螺	温	風,	活	±	上	下	上	上	下	揚	地	動	水位		許容	BZ	· 休杏?	\$
			重	屋	梁	Т	旋	度	荷	荷	圧	流	流	載	流	流	圧	震	水	条件	ゲ	応	717		90
				荷	上	F	階	荷	重	重		側	側	±	側	側	力	時	圧			力度			
				重	部	荷	段	重				水	水	砂	水	水		慣		水	۲ 4	<i>Ф</i>	1 44	中	
		\sim			Т	重	荷	*				圧	圧	荷	重	重		性		門	余	割増	堀	央	翼
					荷		重							重				力		本	1千	係	粒	堰	壁
					重															体		数	11	柱	
	CASE1	常時	0	0	0	0	0	0		0	0	0		0	0	0	0			Α	開	1.00	0		0
	CASE2	常時+風荷重	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0	0	0	0			А	開	1.25	0	0	
水流	CASE3	洪水時(本川DFL時)	0	0	0	0	0		0	0	0	0		0	0	0	0			В	閉	1.25	0	0	0
直角方向	CASE4	地震時	0	0	0	0	0				0	0		0	0	0	0	0	0	С	開	1.33	0	0	0
	CASE5	施工時(左岸締切)	0	0	0	0	0		0		0									D	片側	1.50	0	0	0
	CASE6	施工時(右岸締切)	0	0	0	0	0		0		0									E	開	1.50		0	
	CASE7	常時	0	0	0	0	0	0		0	\circ	0	0	0	0	0	0			А	開	1.00	0	0	
	CASE8	常時+風荷重	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			А	開	1.25	0	0	
水流方向	CASE9	洪水時(本川DFL時)	0	0	0	0	0		0	0	\circ	0	0	0	0	0	0			В	閉	1.25	0	0	
	CASE10	地震時	0	0	0	0	0				0	0	0	0	0	0	0	\circ	0	С	開	1.33	0	0	
	CASE11	施工時	0	0	0	0	0		0		0									D	開	1.50	0	0	
	CASE12	洪水時(支川DFL時)	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0			F	閉	1.25	0	0	

表 7.4.86 荷重ケース一覧表(常時・L1 地震時・施工時)

※温度荷重は構造計算のみ考慮する

出典:調査団

(b) 水位条件

表 7.4.87 に設計水位の一覧表を示す。また、表 7.4.88 から表 7.4.93 に、水位条件の概略図 を示す。

表 7.4.87 設計水位一覧表

No.	水位条件	水位条件 (生値)	設計 水位	根拠等
1	本川計画高水位(DFL)	14.853	14.853	完成図より内挿により算出 2)
2	支川計画高水位(DFL)	13.340	13.340	Cainta 川計画高水位 ¹⁾
3	計画河床高	8.750	8.750	Cainta 川 STA.0+0 計画河床高 ¹⁾
4	本川平水位	11.298	11.30	マンガハン放水路平水位
5	本川低水位(LWL)	10.942	10.94	マンガハン放水路低水位
6	施工時仮締切水位	14.40	14.45	ラグナ湖の過去5年最高水位(2014~2018)(締 切による水位上昇を加味して+5cmとする)

出典: 1) 2008 年 Pre-F/S

2) Final Report on Consulting Services for Manggahan Floodway Project







表 7.4.89 水位条件 B (Manggahan 放水路 DFL 時)



表 7.4.90 水位条件 C (地震時)



表 7.4.91 水位条件 D (左岸施工時)

出典:調査団



表 7.4.92 水位条件 E (右岸施工時)



表 7.4.93 水位条件 F (Cainta 川 DFL 時)

2) 中央堰柱

中央堰柱における安定計算について、計算モデルや荷重条件など、安定計算の詳細については 構造計算書を参照すること。

(a) 安定計算結果

中央堰柱の安定計算結果の一覧表を表 7.4.94、表 7.4.95 に示す。

ケース	荷重名称	V (KN)	H (KN)	M (KN·m)
Case1	常時	—	—	—
Case2	常時+風荷重	38708.59	1176. 54	15096.35
Case3	洪水時(本川 DFL 時)	37748. 70	767.02	12834. 56
Case4	地震時	36368.68	9456.44	63645.19
Case5	左岸施工時	44040. 92	-1504. 33	-19818.41
Case6	右岸施工時	39832.13	11865.94	46205.27

表 7.4.94 中央堰柱安定計算結果一覧表 (水流直角方向)

表 7.4.95 中央堰柱安定計算結果一覧表 (水流方向)

ケース	荷重	包称	V (KN)	H (KN)	M (KN·m)
Case7	常時		38708. 59	0. 00	-20902.64
Case8-1	常時+風荷重	(風向:上流→下流)	38708.59	1071.93	-40256.93
Case8-2	常時+風荷重	(風向:下流→上流)	38708.59	-1088.80	-1548.34
Case9-1	洪水時(本川 DFL 時)	(風向:上流→下流)	43515.20	-3126. 59	-27414. 58
Case9-2	洪水時(本川 DFL 時)	(風向:下流→上流)	43515.20	-4685. 31	-1305.46
Case10-1	地震時	(慣性力:上流→下流)	36368.68	9328.48	-94194.88
Case10-2	地震時	(慣性力:下流→上流)	36368.68	-9328.48	34913.93
Case11-1	施工時	(風向:上流→下流)	44040. 92	1099. 32	-58574. 42
Case11-2	施工時	(風向:下流→上流)	44040. 92	-1116. 20	-19378.00
Case12-1	洪水時(支川 DFL 時)	(風向:上流→下流)	46537.22	2885.57	-30249.19
Case12-2	洪水時(支川 DFL 時)	(風向:下流→上流)	46537.22	1207.22	-2792.23

出典:調査団

3) 端部堰柱

端部堰柱における安定計算について、計算モデルや荷重条件など、安定計算の詳細については 構造計算書を参照すること。

(a) 安定計算結果

端部堰柱の安定計算結果の一覧表を表 7.4.96、表 7.4.97 に示す。

ケース	荷重名称	V (KN)	H (KN)	M (KN·m)
Case1	常時	79712.98	16146.08	6377.04
Case2	常時+風荷重	79712.98	16591.55	-3188.52
Case3	洪水時(本川 DFL 時)	75951.57	20306.81	-18987.89
Case4	地震時	81001.29	38617.36	-136892.18
Case5	左岸施工時	101565.53	13574.89	36563.59
Case6	右岸施工時	_		

表 7.4.96 端部堰柱安定計算結果一覧表 (水流直角方向)

ケース	荷重	名称	V (KN)	H (KN)	M (KN·m)
Case7	常時		73345.12	0.00	-27137.69
Case8-1	常時+風荷重	(風向:上流→下流)	73345.12	701.63	-41806.72
Case8-2	常時+風荷重	(風向:下流→上流)	73345.12	-734.78	-12468.67
Case9-1	洪水時(本川 DFL 時)	(風向:上流→下流)	68062.99	-986.95	-20418.90
Case9-2	洪水時(本川 DFL 時)	(風向:下流→上流)	68062.99	-2146.81	2041.89
Case10-1	地震時	(慣性力 : 上流→下流)	75698.79	18890.17	-158967.46
Case10-2	地震時	(慣性力 : 下流→上流)	75698.79	-18890.17	98408.43
Case11-1	施工時	(風向:上流→下流)	93985.25	701.63	-45112.92
Case11-2	施工時	(風向:下流→上流)	93985.25	-734.78	-15977.49
Case12-1	洪水時(支川 DFL 時)	(風向:上流→下流)	72822.09	1398.03	-44421.47
Case12-2	洪水時(支川 DFL 時)	(風向:下流→上流)	72822.09	187.80	-21118.41

表 7.4.97 端部堰柱安定計算結果一覧表 (水流方向)

出典:調査団

(2) 構造計算

1) 設計条件

主な設計条件を、表 7.4.98 に示す。詳細については別途示す。

項目	条件一	覧	設定理由・備考		
準拠基準	DGCS 2015 改定 解説・河川管理 建設省 河川砂防技術 [I] 堰の設計 柔構造樋門設計の手 道路橋示方書W下部	施設等構造令 所基準(案)設計編 引き # # # # # # # # # # # # # # # # # # #	水門の基本的な形状は左記基準に準ずる。		
材料の規格	コンクリート	クラス A	フィリピン国内の材料を使用する		
	鉄筋	Grade 420	PNS:フィリピン国家規格		
物理定数	ヤング係数	200,000 MPa	フィリピン国内の材料特性を適用		
	ヤング係数比	n=9	11		
	線膨張係数	10.8×10 ⁻⁶	11		
許容応力度	コンクリート	fc=8.28 N/mm ² τa=0.36 N/mm ²	11		
	鉄筋	σc=168N/mm ²	11		
	割増係数	風荷重 25% 温度変化 25% 地震時 33% 施工時 50%	フィリピン国内の設定方法に準ずる 風荷重+温度変化の場合は 40%割増		
最小鉄筋量	曲げを受ける部材	Mu≧Mc Mc≧1.7Md	道路橋示方書IV下部構造編 7.3		
	軸力が支配的な部材	As≧0.008A'	道路橋示方書IV下部構造編 7.3		
	ひび割れ防止	コンクリート表面 1m 辺り 500mm ² 以 上を 300mm 間隔	道路橋示方書IV下部構造編 7.3 (フィリピン国内の鉄筋径では、1m 辺り 500mm ² 以上=D16@250 以上となる)		
配筋仕様	主筋を外、配力筋を内の 基本思想で部位ごとに設定		一般的な仕様。なお、門柱などの柱部材は、配力 筋を耐震性の拘束筋とするため、左記とは逆の配 筋とした。		

表	7.4.98	Cainta 水門	設計条件一	-覧
~				~ ~ ~

2) 中央堰柱

中央堰柱の構造図を図 7.4.85 に示す。中央堰柱の構造計算については、図 7.4.85 に示す区分 で実施する。構造計算の詳細については、構造計算書に示す。



出典:調査団

図 7.4.85 中央堰柱構造図

(a) 底版の設計

(i) 設計方針

「道路橋示方書IV下部構造編 8.7 フーチングの設計」に準じて、底版部の設計を行う。底版の設計は、水流直角方向に対して行う。

(ii) 荷重条件

底版部の荷重条件については、杭基礎の設計に用いる荷重条件を作用させ、算定した杭反力 を底版部に作用させる。杭反力以外の荷重として、表 7.4.99に示す水重と揚圧力を作用させる。

表 7.4.99 中央堰柱底版任意荷重

流水直角方向任意荷重

					L=	1.00		L=	31.00
포므	古舌夕	고	水位高	水重	揚圧力	(kN/m)	水重	揚圧力	(kN/m)
留方	11) 里石11/1	신기	(m)	(kN/m)	左岸	右岸	(kN/m)	左岸	右岸
Case1	常時	全域	2.190	21.5	50.9	50.9	666.5	1577.9	1577.9
Case2	常時+風荷重	全域	2.190	21.5	50.9	50.9	666.5	1577.9	1577.9
C	治水味(木川고리味)	上流側	6.100	59.8	89.2	89.2	1853.8	2765.2	2765.2
Cases	/六小时(本川DFL时)	下流側	2.190	21.5	50.9	50.9	666.5	1577.9	1577.9
Case4	地震時	全域	2.550	25.0	54.4	54.4	775.0	1686.4	1686.4
Case5	左岸施工時	全域	0.000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Case6	右岸施工時	全域	5.700	55.9	85.3	0.0	1732.9	2644.3	0.0

出典:調査団

(iii) 計算結果

中央堰柱底版の計算結果を表 7.4.100~表 7.4.102 に示す。なお、計算結果のうち、赤線で 囲ったケースが決定ケースである。

単位:M(kN・m), σ(N/mm ²)									
0050	Ź	〒 側		オ	旨 側		許容,	芯力度	
case	М	σc	σs	М	σc	σs	σca	σsa	
1	12148.57	0.98	73.91	12148.57	0.98	73.91	8.28	168.00	
2	7914.53	0.64	48.15	16382.61	1.33	99.67	8.28	168.00	
3	4093.52	0.33	24.90	11101.11	0.90	67.54	8.28	168.00	
4	-8092.69	0.93	114.12	30196.16	2.44	183.71	11.01	223.44	
5	15957.92	1.29	97.08	5135.64	0.42	31.24	12.42	252.00	1
6	-5088.38	0.58	71.75	26337.59	2.13	160.23	12.42	252.00	

表 7.4.100 中央堰柱底版曲げ応力度照査結果一覧

出典:調査団

表 7.4.101 中央堰柱底版せん断応力度照査結果一覧(左張り出し部)

case	S (kN)	τm (N/mm ²)	τa (N/mm ²)	τa2 (N/mm ²)	Sca (kN)	Cdc	Cds	a (mm)	Awreq (mm ² /m)
1	8222.29	0.095	0.360	1.600					0
2	5964.13	0.069	0.360	1.600					0
3	5088.30	0.059	0.360	1.600					0
4	-2573.05	0.029	0.470	2.128					0
5	11415.98	0.132	0.540	2.400					0
6	-1723.91	0.019	0.540	2.400					0

衣 /.4.102 中央堰柱底版せん断応力度照宜結果一覧(石張り出し	∃張り出し部)	覧(右張り出し部	中央堰柱底版せん断応力度照査結果一覧	表 7.4.102
------------------------------------	---------	----------	--------------------	-----------

case	S (kN)	$\frac{\tau m}{(N/mm^2)}$	τa (N/mm ²)	τa2 (N/mm ²)	Sca (kN)	Cdc	Cds	a (mm)	Awreq (mm ² /m)
1	8222.29	0.095	0.360	1.600					0
2	10480.44	0.122	0.360	1.600					0
3	8825.68	0.102	0.360	1.600					0
4	17847.67	0.207	0.470	2.128					0
5	5644.10	0.065	0.540	2.400					0
6	16432.58	0.191	0.540	2.400					0

(iv) 検討結果

中央堰柱底版部の構造計算結果を以下に示す。

水流直角			被り
	底版下面	D25@250	220
	底版上面	D16@250	100
水流	両面配力	D16@250	

表 7.4.103 中央堰柱構造計算結果

出典:調査団



出典:調査団

図 7.4.86 中央堰柱底版の配筋要領

(b) 堰柱の設計

(i) 設計方針

「河川砂防技術基準(案)同解説 設計編[I]」に準じて、堰柱部は床版に固定された片持梁 として構造計算を行う。堰柱は水流方向に対して十分な長さを有しているため、水流方向の 照査は省略し、水流直角方向に対して照査を行う。

(ii) 荷重条件

堰柱部の荷重条件については、安定計算における荷重ケースと同じ荷重条件を用いる。安 定計算の荷重集計より、堰柱基部に発生する断面力を下表に示す。

番号	荷重名称	V (KN)	H (KN)	M (KN·m)
Case1	常時	_	_	—
Case2	常時+風荷重	28838.69	1197.31	11823.86
Case3	洪水時(本川 DFL 時)	28458.69	787.78	13091.00
Case4	地震時	26775.44	5567.35	43108.46
Case5	左岸施工時	24285.44	-1525.10	-19914.06
Case6	右岸施工時	26775.44	5324.62	21152.60

· X / F. 10F - 十天枢江 枢江金印町回刀 (小川旦円刀)	表 7.	. 4. 104	中央堰柱	堰柱基部断面力	(水流直角方向
-------------------------------------	------	----------	------	---------	---------

出典:調査団

(iii) 計算結果

中央堰柱部の計算結果を表 7.4.105 に示す。なお、計算結果のうち、赤線で囲ったケースが 決定ケースである。

断面N	lo.	中央堰柱						
1+	能			<u> 堰柱本体</u>				
1	恐	常時+風荷重	洪水時(本川)	地震時	左岸施工時	右岸施工時		
断面諸元 b h d d	cm cm cm cm	2220.0 300.0 288.0 12.0	2220.0 300.0 288.0 12.0	2220.0 300.0 288.0 12.0	2220.0 300.0 288.0 12.0	2220.0 300.0 288.0 12.0		
断面力 M N S	kN∙m kN kN	11,823.86 28,838.69 1,197.31	13,091.00 28,458.69 787.78	43,108.46 26,775.44 5,567.35	19,914.06 24,285.44 1,525.10	21,152.60 26,775.44 5,324.62		
配筋量 As As ['] n	cm ² cm ² –	282.780 282.780 9	282.780 282.780 9	282.780 282.780 9	282.780 282.780 9	282.780 282.780 9		
計算諸値 e-h/2 A(x ³) B(x ²) C(x) D(-) x G I	cm - - cm cm cm ⁴	41.0 -109.0 1 -327.0000302 564.0313211 -346590.4327 328.495 120687497.9 26490296807.9	46.0 -104.0 1 -311.9999726 632.8159095 -356908.1209 313.611 110003350.4 23057914225.0	161.0 11.0 1 33.00001793 2214.855325 -594214.0333 66.846 4536653.2 353163695.3	82.0 -68.0 1 -204.0000099 1128.062874 -431195.1655 208.508 48555708.6 6822464425.0	79.0 -71.0 1 -212.9999731 1086.792448 -425004.6016 217.016 52617612.2 7683019170.3		
断面応力 σc σs' σs τm	N/mm ² N/mm ² N/mm ² N/mm ²	0.78 6.81 -0.87 0.02	0.81 7.02 -0.60 0.01	3.95 29.13 117.46 0.09	1.04 8.85 3.58 0.02	1.10 9.39 3.25 0.08		
許容値 σca σsa τa σck σsy Mc Mu	N/mm ² N/mm ² N/mm ² N/mm ² N/mm ² kN•m kN•m 最小鉄筋	8.28 168.00 0.36 20.70 415.00 72160.52 74948.61 Mc <mu (ok)<="" td=""><td>8.28 168.00 0.36 20.70 415.00 71970.52 74417.90 Mc < Mu (OK)</td><td>11.01 223.44 0.48 20.70 415.00 71128.90 72062.60 Mc < Mu (OK)</td><td>12.42 252.00 0.54 20.70 415.00 69883.90 68565.16 1.7Md < Mc (OK)</td><td>12.42 252.00 0.54 20.70 415.00 71128.90 72062.60 Mc < Mu (OK)</td></mu>	8.28 168.00 0.36 20.70 415.00 71970.52 74417.90 Mc < Mu (OK)	11.01 223.44 0.48 20.70 415.00 71128.90 72062.60 Mc < Mu (OK)	12.42 252.00 0.54 20.70 415.00 69883.90 68565.16 1.7Md < Mc (OK)	12.42 252.00 0.54 20.70 415.00 71128.90 72062.60 Mc < Mu (OK)		
判定	応力値 せん断							
111111111111111111111111111111111111	配肋重	90-D20	90-D20	90-D20	90-D20	90-D20		

衣 /.4.10J 甲大呕性叩引异构木一§	表	7.4.105	中央堰柱部計算結果-	-覧
-----------------------	---	---------	------------	----

(iv) 検討結果

中央堰柱の有効部材幅は、戸当たり部と、円形部を除いた長さ L=22.20mとして検討する。 以下に、堰柱部の構造計算結果を示す。



堰柱配筋 (断面有効幅Be=20.05+2.15=22.20m

図 7.4.87 中央堰柱 堰柱の配筋要領

(c) 門柱及び操作台の設計

(i) 設計方針

中央堰柱の門柱部の構造寸法を図 7.4.88 に示す。本水門ではゲートの維持管理作業時の管 理橋側からのアクセスとゲートの点検作業を考慮して、4本柱の形状としている。門柱部の構 造計算にあたっては、「河川砂防技術基準(案)同解説 設計編[I]」に準じて、水流方向、水流 直角方向のどちらも、堰柱に固定された門形ラーメンとして構造計算を実施する。



出典:調査団

図 7.4.88 中央堰柱構造寸法図

(ii) 検討ケース

水流直角方向及び水流方向の検討ケースの一覧表を表 7.4.106、表 7.4.107 に示す。

検 荷 計 討 算 ケ 方 1 方 ス		荷重項									
		荷 重 状 態	躯体自重	設備荷重	上屋荷重	温度荷重	風荷重	操作荷重	慣性力 右	慣性力 左	割増係数
	1	常時	0	0	0			0			1.00
水	2	常時(温度上昇+16.7°)	0	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc		0			1.25
流	3	常時(温度下降-22.2°)	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc		0			1.25
自名	4	風荷重	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc		0				1.25
方	5	風荷重+温度上昇	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc	0				1.40
向	6	風荷重+温度下降	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc	0	0				1.40
	7	地震時	0	0	0				0		1.33

表 7.4.106 中央堰柱 門柱荷重ケース(水流直角方向)

出典:調査団

表 7.4.107 中央堰柱 門柱荷重ケース (水流方向)

						荷重	重項				
計算方向	検討ケース	荷 重 状 態	躯体自重	設備荷重	上屋荷重	温度荷重	風荷重	操作荷重	慣性力 右	慣性力 左	割増係数
	1	常時	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc			\bigcirc			1.00
	2	常時(温度上昇+16.7°)	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc		\bigcirc			1.25
水	3	常時(温度下降-22.2°)	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc		\bigcirc			1.25
流方	4	風荷重	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc		\bigcirc				1.25
向	5	風荷重+温度上昇	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc				1.40
	6	風荷重+温度下降	\bigcirc	\bigcirc	0	0	0				1.40
	7	地震時(右・下流方向)	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc				\bigcirc		1.33
	8	地震時 (左・上流方向)	0	0	0					0	1.33

出典:調査団

(iii) 検討モデル

水流直角方向の検討モデルを図 7.4.89 に示す。門柱部の断面については、上下流の門柱断 面を合せた断面として計算を行う。



図 7.4.89 中央堰柱 門柱検討モデル(水流直角方向)

水流方向の検討モデルを図 7.4.90 に示す。門柱部の断面については、水流直角方向の門柱 断面を合せた断面として計算を行う。



出典:調査団

図 7.4.90 中央堰柱 門柱検討モデル (水流方向)

(iv) 計算結果

各部材について、最も厳しい荷重ケースにおける計算結果を示す。なお、計算結果のうち、 赤線で囲ったケースが決定ケースである。

A. 門柱部水流方向

中央堰柱門柱部水流方向の計算結果について表 7.4.108、表 7.4.109 に示す。

表 7.4.108 中央堰柱門柱曲げ応力度照査結果 (水流方向)

地震時(右方向)	σ 'c (N/mm ²)	$\sigma s (N/mm^2)$	σ's (N/mm ²)
グループなし 部材11	5.25 < 11.01 OK	163.48 < 223.44 OK	33.78 < 223.44 OK
X = 0.000	3.38 < 11.01 OK	135.38 < 223.44 OK	21.72 < 223.44 OK
X = 5.125	0.66 < 6.21 OK	0.00 < 168.00 OK	5.90 < 168.00 OK
X = 10.250	5.25 < 11.01 OK	163.48 < 223.44 OK	33.78 < 223.44 OK
地震時(左方向)	σ 'c (N/mm ²)	$\sigma s (N/mm^2)$	σ's (N/mm ²)
グループなし 部材12	4.60 < 11.01 OK	122.23 < 223.44 OK	30.80 < 223.44 OK
X = 0.000	3.20 < 11.01 OK	114.28 < 223.44 OK	20.30 < 223.44 OK
X = 5.125	0.89 < 7.76 OK	0.00 < 168.00 OK	6.29 < 168.00 OK
X = 10.250	4.60 < 11.01 OK	122.23 < 223.44 OK	30.80 < 223.44 OK

出典:調査団

表 7.4.109 中央堰柱門柱せん断応力度照査結果(水流方向)

常時(風荷重)	$\tau m (N/mm^2)$	常時(風+温度上昇)	$\tau m (N/mm^2)$
グループなし 部材11	0.20 < 0.48 OK(yp)	グループなし 部材 12	0.22 < 0.50 OK(yp)
X = 0.000	0.11 < 0.48 OK(yp)	X = 0.000	0.10 < 0.48 OK(yp)
X = 5.125	0.15 < 0.48 OK(yp)	X = 5.125	0.15 < 0.48 OK(yp)
X = 10.250	0.20 < 0.48 OK(yp)	X = 10.250	0.22 < 0.50 OK(yp)

出典:調査団

B. 門柱部水流直角方向

中央堰柱門柱部水流直角方向の計算結果について表 7.4.110、表 7.4.111 に示す。

表 7.4.110 中央堰柱門柱曲げ応力度照査結果(水流直角方向)

地震時(右方向)	σ 'c (N/mm ²)	σs (N/mm ²)	σ 's (N/mm ²)
グループなし 部材1	6.39 < 11.01 OK	210.66 < 223.44 OK	27.78 < 223.44 OK
X = 0.000	4.12 < 11.01 OK	176.35 < 223.44 OK	13.38 < 223.44 OK
X = 5.125	0.61 < 6.21 OK	9.23 < 223.44 OK	5.49 < 168.00 OK
X = 10.250	6.39 < 11.01 OK	210.66 < 223.44 OK	27.78 < 223.44 OK
地震時(左方向)	σ 'c (N/mm ²)	$\sigma s (N/mm^2)$	σ's (N/mm ²)
グループなし 部材2	5.67 < 11.01 OK	59.71 < 223.44 OK	38.71 < 223.44 OK
X = 0.000	2.80 < 11.01 OK	11.68 < 223.44 OK	21.09 < 223.44 OK
X = 5.125	1.13 < 8.26 OK	0.00 < 168.00 OK	9.84 < 223.44 OK
X = 10.250	5.67 < 11.01 OK	59.71 < 223.44 OK	38.71 < 223.44 OK

地震時(右方向)	$\tau m (N/mm^2)$	地震時(右方向)	$\tau m (N/mm^2)$
グループなし 部材1	0.43 < 0.48 OK(yp)	グループなし 部材 2	0.48 < 0.48 OK(yp)
X = 0.000	0.26 < 0.48 OK(yp)	X = 0.000	0.21 < 0.48 OK(yp)
X = 5.125	0.34 < 0.48 OK(yp)	X = 5.125	0.32 < 0.48 OK(yp)
X = 10.250	0.43 < 0.48 OK(yp)	X = 10.250	0.48 < 0.48 OK(yp)

表 7.4.111 中央堰柱門柱せん断応力度照査結果(水流直角方向)

C. 操作台部水流方向

中央堰柱操作台部水流直角方向の計算結果について表 7.4.112、表 7.4.113 に示す。

	表	7. 4. 112	中央堰柱門柱曲げ応力度照査結果	(水流方向)
--	---	-----------	-----------------	--------

地震時(左方向)	σ 'c (N/mm ²)	$\sigma s (N/mm^2)$	σ's (N/mm²)
グループなし 部材14	3.83 < 11.01 OK	208.75 < 223.44 OK	25.64 < 223.44 OK
X = 0.000	3.83 < 11.01 OK	208.75 < 223.44 OK	25.64 < 223.44 OK
X = 4.100	3.08 < 11.01 OK	172.94 < 223.44 OK	20.46 < 223.44 OK

出典:調査団

表 7.4.113 中央堰柱操作台せん断応力度照査結果 (水流方向)

地震時(右方向)	$\tau m (N/mm^2)$
グループなし 部材14	0.41 < 0.48 OK(yp)
X = 0.000	0.40 < 0.48 OK(yp)
X = 4.100	0.41 < 0.48 OK(yp)

出典:調査団

D. 操作台部水流直角方向

中央堰柱操作台部水流直角方向の計算結果について表 7.4.114、表 7.4.115 に示す。

常時(+操作荷重)	σ 'c (N/mm ²)	$\sigma s (N/mm^2)$	σ's (N/mm ²)
グループなし 部材4	1.59 < 8.28 OK	87.06 < 168.00 OK	9.11 < 168.00 OK
X = 1.100	1.59 < 8.28 OK	87.06 < 168.00 OK	9.11 < 168.00 OK
常時(+操作荷重)	σ'c (N/mm ²)	σs (N/mm²)	σ's (N/mm ²)
グループなし 部材5	1.77 < 8.28 OK	103.02 < 168.00 OK	10.29 < 168.00 OK
X = 0.000	1.03 < 8.28 OK	60.20 < 168.00 OK	6.01 < 168.00 OK
X = 0.600	1.77 < 8.28 OK	103.02 < 168.00 OK	10.29 < 168.00 OK
地震時(右方向)	σ 'c (N/mm ²)	$\sigma s (N/mm^2)$	σ 's (N/mm ²)
グループなし 部材6	2.71 < 11.01 OK	155.75 < 223.44 OK	15.80 < 223.44 OK
X = 0.000	1.70 < 8.28 OK	99.43 < 168.00 OK	9.85 < 168.00 OK
X = 1.800	2.71 < 11.01 OK	155.75 < 223.44 OK	15.80 < 223.44 OK
常時(+操作荷重)	σ'c (N/mm ²)	σs (N/mm²)	σ's (N/mm²)
グループなし 部材7	1.77 < 8.28 OK	103.02 < 168.00 OK	10.29 < 168.00 OK
X = 0.000	1.77 < 8.28 OK	103.02 < 168.00 OK	10.29 < 168.00 OK
X = 0.600	1.03 < 8.28 OK	60.20 < 168.00 OK	6.01 < 168.00 OK
常時(+操作荷重)	σ 'c (N/mm ²)	σs (N/mm ²)	σ's (N/mm²)
グループなし 部材8	1.59 < 8.28 OK	87.06 < 168.00 OK	9.11 < 168.00 OK
X = 0.000	1.59 < 8.28 OK	87.06 < 168.00 OK	9.11 < 168.00 OK

表 7.4.114 中央堰柱門柱曲げ応力度照査結果(水流直角方向)

常時(+操作荷重)	$\tau m (N/mm^2)$
グループなし 部材4	0.18 < 0.36 OK(yp)
X = 1.100	0.18 < 0.36 OK(yp)
常時(+操作荷重)	$\tau m (N/mm^2)$
グループなし 部材5	0.14 < 0.36 OK(yp)
X = 0.000	0.12 < 0.36 OK(yp)
X = 0.600	0.14 < 0.36 OK(yp)
地震時(右方向)	$\tau m (N/mm^2)$
グループなし 部材6	0.19 < 0.48 OK(yp)
X = 0.000	0.14 < 0.48 OK(yp)
X = 1.800	0.19 < 0.48 OK(yp)
常時(+操作荷重)	$\tau m (N/mm^2)$
グループなし 部材7	0.14 < 0.36 OK(yp)
X = 0.000	0.14 < 0.36 OK(yp)
X = 0.600	0.12 < 0.36 OK(yp)
常時(+操作荷重)	$\tau m (N/mm^2)$
グループなし 部材8	0.18 < 0.36 OK(yp)
X = 0.000	0.18 < 0.36 OK(yp)

表 7.4.115 中央堰柱操作台部せん断応力度照査結果(水流直角方向)

出典:調査団

(v) 検討結果

構造計算の結果として配筋要領図を示す。図 7.4.91 に門柱の配筋要領、図 7.4.92 に操作台 部の配筋要領を示す。詳細の構造計算結果については構造計算書に示す。



出典:調査団

図 7.4.91 中央堰柱 門柱部配筋要領(鉛直鉄筋)

水流方向







操作台(開口部) :方向は、流水直角方向鉄筋

出典:調査団

図 7.4.92 中央堰柱 操作台配筋要領

3) 端部堰柱

本水門の左岸堰柱と右岸堰柱については、左右岸で対称構造であるため、端部堰柱として1 箇所で構造計算を実施する。端部堰柱の構造図を図7.4.93に示す。端部堰柱の構造計算については、図7.4.93に示す区分で実施する。構造計算の詳細については、構造計算書に示す。



図 7.4.93 端部堰柱構造図

(a) 底版の設計

(i) 設計方針

「道路橋示方書IV下部構造編 8.7 フーチングの設計」に準じて、底版部の設計を行う。底版の設計は、水流直角方向に対して行う。

(ii) 荷重条件

底版部の荷重条件については、杭基礎の設計に用いる荷重条件を作用させ、算定した杭反 力を底版部に作用させる。杭反力以外の荷重として、表 7.4.116 に示す任意荷重を作用させる。

番号	荷重名称	区分	水位 (m	立高 し	背面土重	前面水重	揚圧力	J(kN/m)	鉛直土日 kN/t	E (kN、 m)
			背面(m)	前面(m)	(KIN/III)	(KIN/III)	背面	前面	端部 Pv	分布 Pv
Case1	常時	全域	4.800	4.800	5834.2	1457.0	2368.4	2368.4	6348.5	1953.4
Case2	常時+風荷重	全域	4.800	4.800	5834.2	1457.0	2368.4	2368.4	6348.5	1953.4
Case3		上流側	6.100	6.100	5874.5	1853.8	2765.2	2765.2	5903.0	1816.3

表 7.4.116 端部堰柱底版任意荷重

	洪水時(本川 DFL 時)	下流側	6.100	2.190	5874.5	666.5	2765.2	1577.9	5903.0	1816.3
Case4	地震時	全域	2.550	2.550	5762.9	775.0	1686.4	1686.4	5302.5	1631.5
Case5	左岸施工時	全域	0.000	0.0	5685.4	0.0	0.0	0.0	7580.3	2332.4

(iii) 計算結果

端部堰柱底版の計算結果を表 7.4.117、表 7.4.118 に示す。なお、計算結果のうち、赤線で 囲ったケースが決定ケースである。

断面N	lo.	端堰柱					
牛	能			かかと版			
1/	12 12	常時	常時+風荷重	洪水時(本川)	地震時	左岸施工時	
断面諸元 b h d d	cm cm cm	28800.0 300.0 288.0 12.0	28800.0 300.0 288.0 12.0	28800.0 300.0 288.0 12.0	28800.0 300.0 288.0 12.0	28800.0 300.0 288.0 12.0	
断面力 M N S	kN∙m kN kN	26,599.64 0.00 11,057.70	34,760.65 0.00 11,503.17	38,786.95 0.00 13,065.57	82,340.11 0.00 19,686.13	30,138.60 0.00 9,686.57	
配筋量 As As' n	cm ² cm ²	1477.920 377.040 9	1477.920 377.040 9	1477.920 377.040 9	1477.920 377.040 9	1477.920 377.040 9	
計算諸値 e-h/2 A(x ³) B(x ²) C(x) D(-) x G I	cm cm - cm³ cm³ cm⁴	0.0 -150.0 0 1.15935 -268.8534 15.827 -150.3 1023443653.8	0.0 -150.0 0 1.15935 -268.8534 15.827 -150.3 1023443653.8	0.0 -150.0 0 1.15935 -268.8534 15.827 -150.3 1023443653.8	0.0 -150.0 0 1.15935 -268.8534 15.827 -150.3 1023443653.8	0.0 -150.0 0 1.15935 -268.8534 15.827 -150.3 1023443653.8	
断面応力 σc σs [°] τm	N/mm ² N/mm ² N/mm ² N/mm ²	0.41 0.90 63.66 0.01	0.54 1.17 83.19 0.01	0.60 1.31 92.83 0.02	1.27 2.77 197.07 0.02	0.47 1.01 72.13 0.01	
許容値 σca σsa τa σck σsy Mc Mu	N/mm ² N/mm ² N/mm ² N/mm ² N/mm ² kN・m kN・m 偏小鉄節	8.28 168.00 0.36 20.70 415.00 749074.73 176269.82	8.28 168.00 0.36 20.70 415.00 749074.73 176269.82	8.28 168.00 0.36 20.70 415.00 749074.73 176269.82	11.01 223.44 0.48 20.70 415.00 749074.73 176269.82	12.42 252.00 0.54 20.70 415.00 749074.73 176269.82	
判 定	応力値						
配筋仕様	配筋量	D28@125	D28@125	D28@125	D28@125	D28@125	

表 7.4.117 端部堰柱底版かかと版照査結果一覧

0050	才	」側		許容,	芯力度
case	М	σc	σs	σca	σsa
1	19115.10	1.28	92.70	8.28	168.00
2	20305.33	1.36	98.47	8.28	168.00
3	22333.27	1.49	108.31	8.28	168.00
4	39678.64	2.65	192.42	11.01	223.44
5	17164.47	1.15	83.24	12.42	252.00

表 7.4.118 端部堰柱底版つま先版照査結果一覧

出典:調査団

(iv) 検討結果

端部堰柱底版部の構造計算結果を以下に示す。

衣 /.4.119 场卲ဖ性伸迫计异粒	表	7.4.119	端部堰柱構造計算結界
---------------------	---	---------	------------

水流直角			被り
	つま先下面	D28@250	220
		(D16@250)	100
	かかと上面	D28@125	110
		(D20@250)	210
水流	両面配力	D16@250	
		()内は圧縮	錄筋

出典:調査団



二 :構造計算により決定した主鉄筋

出典:調査団

図 7.4.94 端部堰柱底版の配筋要領

(b) 堰柱の設計

(i) 設計方針

「河川砂防技術基準(案)同解説 設計編[I]」に準じて、堰柱部は床版に固定された片持梁 として構造計算を行う。堰柱は水流方向に対して十分な長さを有しているため、水流方向の 照査は省略し、水流直角方向に対して照査を行う。

(ii) 荷重条件

堰柱部の荷重条件については、安定計算における荷重ケースと同じ荷重条件を用いる。安 定計算の荷重集計より、堰柱基部に発生する断面力を下表に示す。

<u> </u>	表	7.4.120	120 端部堰柱	堰柱基部断面力	(水流直角方向
----------	---	---------	----------	---------	---------

番号	荷重名称	V (KN)	H (KN)	M (KN·m)
Case1	常時	33176.41	11057.70	26599.64
Case2	常時+風荷重	33176.41	11503.17	34760.65
Case3	洪水時(本川 DFL 時)	32986.41	13065.57	38786.95
Case4	地震時	32013.16	19686.13	82340.11
Case5	左岸施工時	32013.16	9686.57	30138.60

出典:調査団

(iii) 計算結果

端部堰柱部の計算結果を表 7.4.121 に示す。なお、計算結果のうち、赤線で囲ったケースが 決定ケースである。
断面No.		端堰柱						
44	能			堰柱本体				
1	恐	常時	常時+風荷重	洪水時(本川)	地震時	左岸施工時		
断面諸元 b h d	cm cm cm	28800.0 300.0 288.0 12.0	28800.0 300.0 288.0 12.0	28800.0 300.0 288.0 12.0	28800.0 300.0 288.0 12.0	28800.0 300.0 288.0 12.0		
断面力 M N S	kN∙m kN kN	26,599.64 33,176.41 11,057.70	34,760.65 33,176.41 11,503.17	38,786.95 32,986.41 13,065.57	82,340.11 32,013.16 19,686.13	30,138.60 32,013.16 9,686.57		
配筋量 As As' n	cm² cm² –	589.080 241.320 9	589.080 241.320 9	589.080 241.320 9	589.080 241.320 9	589.080 241.320 9		
計算諸値 e e-h/2 A(x ³) B(x ²) C(x) D(-) x G I	cm - - cm cm ³ cm ⁴	80.2 -69.8 1 -209.4709012 214.8175023 -69088.63529 210.014 635141277.5 89040784816.8	104.8 -45.2 1 -135.6743994 253.1178867 -77047.16737 137.891 273278145.7 25323638747.3	117.6 -32.4 1 -97.24609316 273.0621776 -81191.44116 102.331 150003346.3 10487586186.9	257.2 107.2 1 321.621202 490.4543039 -126363.8914 18.566 3549424.5 446406776.0	94.1 -55.9 1 -167.5667757 236.5657434 -73607.75638 168.750 409770712.1 46260789003.9		
断面応力	N/mm ² N/mm ² N/mm ² N/mm ²	0.11 0.93 0.37 0.01	0.17 1.38 1.64 0.01	0.23 1.79 3.67 0.02	1.67 5.33 218.73 0.02	0.13 1.10 0.84 0.01		
許容値 σca σsa τa σck σsy Mc Mu	N/mm ² N/mm ² N/mm ² N/mm ² kN•m kN•m	8.28 168.00 0.36 20.70 415.00 765662.94 119843.83	8.28 168.00 0.36 20.70 415.00 765662.94 119843.83	8.28 168.00 0.36 20.70 415.00 765567.94 119560.98	11.01 223.44 0.48 20.70 415.00 765081.31 118112.05	12.42 252.00 0.54 20.70 415.00 765081.31 118112.05		
判 定 配筋仕様	最小鉄筋 応力値 せん断 配筋量	1.7Md <mc (ok)<br="">OK 0K 120-D25</mc>	1.7Md <mc (ok)<br="">OK 0K 120-D25</mc>	1.7Md < Mc (OK) OK 0K 120-D25	1.7Md≺Mc (OK) OK 0K 120-D25	1.7Md < Mc (OK) OK OK 120-D25		

表	7.4.121	端部堰柱部計算結果-	-覧

(iv) 検討結果

中央堰柱の有効部材幅は、戸当たり部を除いた長さL=28.80mとして検討する。以下に、堰 柱部の構造計算結果を示す。 堰柱配筋



出典:調査団

 前面圧縮筋・・被り120mm(門柱に合わせる)
 D16@250

図 7.4.95 端部堰柱 堰柱の配筋要領

(c) 門柱の設計

(i) 設計方針

端部堰柱の門柱部の構造寸法を図 7.4.96 に示す。端部堰柱については、水門側面から門柱 下部にアクセス可能なため、ゲートの点検のため、2本柱の形状としている。門柱部の構造計 算にあたっては、「河川砂防技術基準(案)同解説 設計編[I]」に準じて、水流方向は堰柱に固 定された門形ラーメン、水流直角方向は堰柱に固定された片持梁として構造計算を実施する。



出典:調査団

図 7.4.96 端部堰柱 門柱構造寸法

(ii) 検討ケース

水流直角方向及び水流方向の検討ケースの一覧表を表 7.4.122、表 7.4.123 に示す。

						荷重	重項				
計算方向	検討ケース	荷重状態	躯体自重	設備荷重	上屋荷重	温度荷重	風荷重	操作荷重	慣性力 右	慣性力 左	割増係数
	1	常時	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc			\bigcirc			1.00
水	2	常時(温度上昇+16.7°)	\bigcirc	\bigcirc	0	\bigcirc		0			1.25
流	3	常時(温度下降-22.2°)	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc		\bigcirc			1.25
自名	4	風荷重	\bigcirc	\bigcirc	0		\bigcirc				1.25
方	5	風荷重+温度上昇	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc				1.40
向	6	風荷重+温度下降	0	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc				1.40
	7	地震時	0	0	0				0		1.33

表 7.4.122 端部堰柱 門柱荷重ケース(水流直角方向)

出典:調査団

表 7.4.123 端部堰柱 門柱荷重ケース(水流方向)

						荷重	重項				
計算方向	検討ケース	荷 重 状 態	躯体自重	設備荷重	上屋荷重	温度荷重	風荷重	操作荷重	慣性力 右	慣性力 左	割増係数
	1	常時	\bigcirc	\bigcirc	0			\bigcirc			1.00
	2	常時(温度上昇+16.7°)	\bigcirc	\bigcirc	0	\bigcirc		\bigcirc			1.25
水	3	常時(温度下降-22.2°)	\bigcirc	\bigcirc	0	0		0			1.25
流方	4	風荷重	\bigcirc	\bigcirc	0		\bigcirc				1.25
向	5	風荷重+温度上昇	\bigcirc	\bigcirc	0	0	0				1.40
	6	風荷重+温度下降	0	\bigcirc	0	0	0				1.40
	7	地震時(右・下流方向)	\bigcirc	\bigcirc	0				\bigcirc		1.33
	8	地震時(左・上流方向)	0	0	0					0	1.33

出典:調査団

(iii) 検討モデル

水流直角方向の検討モデルを図 7.4.97 に示す。門柱部の断面については、上下流の門柱断 面を合せた断面として計算を行う。



図 7.4.97 端部堰柱 門柱検討モデル(水流直角方向)

水流方向の検討モデルを図 7.4.98 に示す。門柱部の断面については、水流直角方向の門柱 断面を合せた断面として計算を行う。





(iv) 計算結果

各部材について、最も厳しい荷重ケースにおける計算結果を示す。なお、計算結果のうち、 赤線で囲ったケースが決定ケースである。

A. 門柱部水流方向

端部門柱部水流方向の計算結果について表 7.4.124、表 7.4.125 に示す。

表 7.4.124 端部門柱曲げ応力度照査結果(水流方向)

地震時(右方向)	σ'c (N/mm ²)	σs (N/mm²)	σ's (N/mm ²)
グループなし 部材11	5.72 < 11.01 OK	151.65 < 223.44 OK	39.02 < 223.44 OK
X = 0.000	3.90 < 11.01 OK	134.34 < 223.44 OK	24.71 < 223.44 OK
X = 5.125	0.77 < 6.21 OK	1.42 < 223.44 OK	6.68 < 168.00 OK
X = 10.250	5.72 < 11.01 OK	151.65 < 223.44 OK	39.02 < 223.44 OK
地震時(左方向)	$\sigma'c (N/mm^2)$	$\sigma s (N/mm^2)$	$\sigma' = (N/mm^2)$
	000(10)	03 (10/11111)	0 8 (19/11111)
グループなし 部材12	3.69 < 11.01 OK	45.50 < 223.44 OK	28.70 < 223.44 OK
グループなし 部材12 X=0.000	3.69 < 11.01 OK 2.84 < 11.01 OK	45.50 < 223.44 OK 45.50 < 223.44 OK	28.70 < 223.44 OK 22.21 < 223.44 OK
グループなし 部材12 X=0.000 X=5.125	3.69 < 11.01 OK 2.84 < 11.01 OK 0.78 < 6.21 OK	45.50 < 223.44 OK 45.50 < 223.44 OK 0.00 < 168.00 OK	28.70 < 223.44 OK 22.21 < 223.44 OK 6.84 < 168.00 OK

出典:調査団

地震時(右方向)	$\tau m (N/mm^2)$	地震時(左方向)	$\tau m (N/mm^2)$
グループなし 部材11	0.18 < 0.48 OK(yp)	グループなし 部材 12	0.19 < 0.48 OK(yp)
X = 0.000	0.10 < 0.48 OK(yp)	X = 0.000	0.10 < 0.48 OK(yp)
X = 5.125	0.14 < 0.48 OK(yp)	X = 5.125	0.14 < 0.48 OK(yp)
X = 10.250	0.18 < 0.48 OK(yp)	X = 10.250	0.19 < 0.48 OK(yp)

出典:調査団

B. 門柱部水流直角方向

端部門柱部水流直角方向の計算結果について表 7.4.126、表 7.4.127 に示す。

表 /.4.126 端部門柱曲け応力度照査結果(水)

地震時(右方向)	σ 'c (N/mm ²)	$\sigma s (N/mm^2)$	σ 's (N/mm ²)
グループなし 部材1	5.54 < 11.01 OK	146.37 < 223.44 OK	41.67 < 223.44 OK
X = 0.000	0.65 < 6.21 OK	0.00 < 168.00 OK	5.67 < 168.00 OK
X = 5.125	1.95 < 11.01 OK	17.08 < 223.44 OK	16.14 < 223.44 OK
X = 10.250	5.54 < 11.01 OK	146.37 < 223.44 OK	41.67 < 223.44 OK

表 7.4.127 端部門柱せん断応力度照査結果(水流直角方向)

地震時(右方向)	$\tau m (N/mm^2)$
グループなし 部材1	0.38 < 0.48 OK(yp)
X = 0.000	0.21 < 0.48 OK(yp)
X = 5.125	0.30 < 0.48 OK(yp)
X = 10.250	0.38 < 0.48 OK(yp)

出典:調査団

C. 操作台部水流方向

端部操作台部水流方向の計算結果について表 7.4.128、表 7.4.129 に示す。

表 7.4.128 端部操作台曲げ応力度照査結果(水流方向)

地震時(右方向)	σ 'c (N/mm ²)	$\sigma s (N/mm^2)$	σ's (N/mm ²)
グループなし 部材14	3.51 < 11.01 OK	211.56 < 223.44 OK	22.72 < 223.44 OK
X = 0.000	3.36 < 11.01 OK	196.02 < 223.44 OK	21.98 < 223.44 OK
X = 2.050	2.82 < 10.35 OK	184.93 < 210.00 OK	17.72 < 210.00 OK
X = 4.100	3.51 < 11.01 OK	211.56 < 223.44 OK	22.72 < 223.44 OK

出典:調査団

表 7.4.129 端部操作台せん断応力度照査結果(水流方向)

地震時(右方向)	$\tau m (N/mm^2)$
グループなし 部材14	0.39 < 0.48 OK(yp)
X = 0.000	0.27 < 0.36 OK(yp)
X = 2.050	0.17 < 0.48 OK(yp)
X = 4.100	0.39 < 0.48 OK(yp)

出典:調査団

D. 操作台部水流直角方向

端部操作台部水流直角方向の計算結果について表 7.4.130、表 7.4.131 に示す。

耒	7	Δ	130	端部操作会部曲げ広力度昭春結里	(水流直角方向)
衣	1.	4.	130	- 物が床につか曲り心力及照直的木	(小川旦円刀円)

常時(+操作荷重)	σ 'c (N/mm ²)	$\sigma s (N/mm^2)$	σ's (N/mm ²)
グループなし 部材5	2.57 < 8.28 OK	142.48 < 168.00 OK	14.83 < 168.00 OK
X = 0.000	2.57 < 8.28 OK	142.48 < 168.00 OK	14.83 < 168.00 OK

出典:調査団

表 7.4.131 端部操作台部せん断応力度照査結果 (水流直角方向)

常時(+操作荷重)	$\tau m (N/mm^2)$
グループなし 部材5	0.24 < 0.36 OK(yp)
X = 0.000	0.24 < 0.36 OK(yp)

出典:調査団

(v) 検討結果

構造計算の結果として配筋要領図を示す。図 7.4.99 に門柱の配筋要領、図 7.4.100 に操作 台部の配筋要領を示す。詳細の構造計算結果については構造計算書に示す。



図 7.4.99 端部堰柱 門柱部配筋要領(鉛直鉄筋)



図 7.4.100 端部堰柱 操作台配筋要領

(d) 胸壁の設計

(i) 検討方針

胸壁部の構造寸法を図 7.4.101 に示す。本水門の場合、胸壁の張出し長は 6.5m となっているため、上下流側でそれぞれ独立した逆 T 擁壁と仮定して構造計算を行う。



出典:調査団

図 7.4.101 端部堰柱 胸壁構造

(ii) 荷重条件

胸壁の構造計算については、擁壁前面と背面の水位差が最も大きくなる、常時の荷重条件 において、構造計算を実施する。 胸壁の計算における荷重条件を以下に示す。

背面土圧	:常時・静止土圧
背面土の土質	: 埋戻し土 γ=19.0kN/m3
	内部摩擦角 φ=30°、粘着力c=0kN/m2
背面側水位(上流側)	:EL+14.85(本川 DFL)
背面側水位(下流側)	:EL+13.34(本川 DFL)
前面側水位(上下流共通)	: EL+10.94(低水位)



図 7.4.102 端部堰柱 胸壁の水位条件

(iii) 計算結果

A. 上流側胸壁部

端部上流側胸壁部の計算結果を表 7.4.132~表 7.4.134 に示す。

断面N	lo.	端堰柱 胸壁(上流)				
1+	能	竪壁	底版			
1/	恩	常時	常時			
断面諸元						
b	cm	100.0	100.0			
h	cm	160.0	300.0			
d	cm	150.0	285.0			
d'	cm	9.0	23.0			
断面力						
M	kN∙m	1,842.00	1,842.00			
N	kN					
S	kN	567.40				
配筋量						
As	cm ²	81.430	49.264			
As'	cm ²	19.636	12.568			
n	-	9	9			
計算諸値						
е	cm	0.0	0.0			
e-h/2	cm	-80.0	-150.0			
$A(x^3)$	-	0	0			
$B(\mathbf{x}^2)$	_	1	1			
$\mathbf{C}(\mathbf{x})$	_	18 19188	11 12976			
D(-)	_	-2230 42032	-2579 27472			
	cm	38 999	45.526			
Ĝ	om ³	-17	18			
	6m 4	11100040.0	1.0			
	cm	11100042.9	28029297.0			
素田の古						
岡圃心刀	2	6.40	0.00			
<u> </u>	N/mm	0.43	2.93			
σs	N/mm ²	44.54	13.04			
σs	N/mm ²	164.80	138.67			
τm	N/mm ²	0.38	0.00			
許容値						
σca	N/mm ²	8.28	8.28			
σsa	N/mm ²	168.00	168.00			
τa	N/mm ²	0.36	0.36			
σck	N/mm ²	20.70	20.70			
σev	N/mm^2	415.00	415.00			
Mo	kN•m	720 22	2600 05			
Mu	kN•m	Δ7 <u>Δ</u> Δ Δ0	5707 02			
1010	最小鉄筋	$M_{\rm C} < M_{\rm U} (\rm OK)$	Mc < Mu (OK)			
判定	応力値					
	せん新	NG	0K			
配筋什様	配筋量	D36@125	D28@125			
	ᄘᄢᄱᆂ	DODGILU	DECCILO			

表 7.4.132 端部胸壁部計算結果一覧

出典:調査団

上表より、竪壁基部でせん断応力値が、許容値を超過する。従って、せん断補強筋の設置 が必要となる。表 7.4.133 にせん断補強鉄筋の必要量の計算を示す。表 7.4.133 より、 D12@250 を lm あたり 2 本配置する。

せん断補強鉄筋(竪壁)								
せん断力		567.4	kN(常時)					
せん断耐力	コンクリート	536.4	kN					
	補強筋	196.9	kN					
	断面積	113.1	(D12)					
	本数	2	1.0m 当り本数					
	ピッチ	250	mm					
	計	733.3	kN					

表 7.4.133 端部上流側胸壁部計せん断補強鉄筋必要量

補強鉄筋耐力(kN)=Aw・σsa・d/(1.15・s)

出典:調査団

表 7.4.134 に竪壁基部より 0.5m 上部の位置におけるせん断補強鉄筋の要否の判定結果を 示す。表 7.4.134 より、せん断補強が不要となる高さは、壁基部から 0.50m上方である。よ って、せん断補強範囲は、壁基部から 0.50mに有効部材長を加えた長さ以上とする。L=0.50+ (1.548-0.10) =1.948m →胸壁基部から 2.5m上方までとする。

表 7.4.134 站	湍部上流側胸壁部せん断補強鉄筋必要範囲
-------------	---------------------

	仍	高さHe= 気想背面高 調面水位の	哥H= □	0.50 9.15	00 50	m m	土圧係数 γs	0.5 19	(kN∕m3) (kN/m2)
土庄·水庄	Ī	育面水位 前面水位I	Hw=	-1.69	90 90	m	, 上載荷重	10.2	(kN/m2)
荷重項	荷重強度	作用帕	田田	荷重高さ	2	作用高	水平力	モーメント	荷重重心
何主項	kN∕m ²	m		m		m	kN	kN•m	m
土圧1	5.0	1.(000	3.58	50	7.967	8.9	70.9	
土圧2	38.7	1.(000	3.55	50	6.783	68.7	466.0	
土圧3	38.7	1.(000	5.60	00	3.733	108.4	404.7	
土圧4	67.3	1.(000	5.60	00	1.867	188.4	351.7	
背面水圧	54.9	1.(000	5.60	00	1.867	153.7	287.0	
前面水圧	-16.6	1.(000	1.69	90	0.563	-14.0	-7.9	
計							514.1	1572.4	3.059
	部杉	厚		1.548		m			
	せん断耐	す力(Ps)		521.3		kN	l		
	せん断	せん断力(S)		514.1	kl				
	判	定		S <ps< td=""><td>(</td><td>OK(せん断</td><td>補強不要)</td><td></td><td></td></ps<>	(OK(せん断	補強不要)		

出典:調査団

B. 下流側胸壁部

端部下流側胸壁部の計算結果を表 7.4.135 に示す。

断面No.	端堰柱 胸壁(下流)				
小 能	竪壁	底版			
1八 恐	常時	常時			
断面諸元					
b cm	100.0	100.0			
h cm	140.0	300.0			
d cm	130.0	285.0			
d' cm	9.0	22.8			
断面力					
M kN•m	1,036.00	1,036.00			
N kN					
S kN	378.60				
能肋重 ,		04.000			
As cm ²	64.344	24.632			
As' cm ²	12.568	8.044			
n –	9	9			
計算諸値	_	_			
e cm	0.0	0.0			
e-h/2 cm	-70.0	-150.0			
$A(x^{3}) -$	0	0			
$B(x^2) -$	1	1			
C(x) -	13.84416	5.88168			
D(-) -	-1526.00976	-1296.634176			
x cm	32.751	33.188			
G cm ³	1.4	0.5			
I cm ⁴	67115196	152833796			
- 011	0,1101010	1020007010			
断面応力					
$\sigma_{\rm C} {\rm N/mm^2}$	5 06	2 25			
$\sigma e' N/mr^2$	33.00	6.24			
	105.00	150.00			
	130.11	103.03			
μ τm N/mm ⁴	0.29	0.00			
	0.00	0.00			
	8.28	8.28			
σsa N/mm²	168.00	168.00			
τα <u>N/mm²</u>	0.36	0.36			
$\sigma ck N/mm^2$	20.70	20.70			
σ sy N/mm ²	415.00	415.00			
Mc kN•m	566.43	2600.95			
Mu kN•m	<u>3268.7</u> 3	<u>2883.6</u> 6			
最小鉄筋	Mc <mu (ok)<="" td=""><td>Mc<mu (ok)<="" td=""></mu></td></mu>	Mc <mu (ok)<="" td=""></mu>			
判定 応力値	OK	OK			
せん断	OK	OK			
配筋仕様 配筋量	D32@125	D28@250			

表 7.4.135 端部下流側胸壁部計算結果一覧

(iv) 検討結果

構造計算の結果として配筋要領図を示す。

図 7.4.103 に上流側胸壁の配筋要領、図 7.4.104 に下流側胸壁の配筋要領の配筋要領を示す。 詳細の構造計算結果については構造計算書に示す。



出典:調査団

図 7.4.103下流線 堰柱 上流側胸壁の配筋要領図



出典:調査団

図 7.4.104 端部堰柱 下流側胸壁の配筋要領図

4) 戸当り床版

(a) 検討方針

本水門は逆 T 型の水門構造としているため、床版部については、基礎杭に支持された梁とし てモーメント及び軸力を求めて構造計算を行う。



出典:調査団

図 7.4.105 戸当り床版部横断図

戸当り床版の構造寸法図を以下に示す。計算については、水流方向と水流直角方向で構造計 算を実施する。



出典:調査団

図 7.4.106 戸当り床版構造寸法図



図 7.4.107 戸当り床版杭配置

(b) 検討ケース

検討ケースについては、下記のケースに対して計算を行う。

表 7.4.136 荷重ケース一覧表

部材	計算方向	ケース	ケース名	許容応力度の割 増係数
戸当り床版	水流方向	1	洪水時(本川 DFL 時)	1.0
		2	洪水時(支川 DFL 時)	1.0
		3	施工時	1.5
		1	施工時 端部載荷	1.5
	水流直角方向	2	施工時 中央載荷	1.5
		3	洪水時	1.0

出典:調査団

(c) 荷重条件

構造計算に用いる荷重条件については、杭基礎の設計に用いた荷重条件と同一の条件とする。

次頁に設定した荷重図を示す。



(d) 計算結果

(i) 水流方向

戸当たり床版について、各照査位置での最も厳しい荷重ケースにおける曲げ応力度照査結 果を表 7.4.137 に示す。なお、計算結果のうち、赤線で囲ったケースが決定ケースである。

部材名称 照査位置 荷重ケース名称	割増係数 断面力Myp(kNm) 断面力Mzp(kNm) 軸力N'(kN)	圧縮応力度 コンクリート σc'(N/mm ²) 鉄筋 σs'(N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²) 中立軸 x(m)角度 α(°) 鉄筋 σs
底版 部材1 X = 1.100 case2 洪水時(支川DFL時)	1.000 0.0 -31.4 0.0	$\begin{array}{rrr} 0.07 < & 8.28 \\ 0.34 < & 168.00 \end{array}$	$\begin{array}{ccc} x = -0.309, & \alpha = & 0 \\ 8.95 < & 168.00 \end{array}$
底版 部材2 X=0.000 case2 洪水時(支川DFL時)	$ \begin{array}{r} 1.000 \\ 0.0 \\ -226.8 \\ 0.0 \end{array} $	$\begin{array}{rrr} 0.51 < & 8.28 \\ 2.46 < & 168.00 \end{array}$	$\begin{array}{ccc} x = -0.309, & \alpha = & 0 \\ 64.58 < & 168.00 \end{array}$
底版 部材3 X=0.000 case1 洪水時(本川DFL時)	$ \begin{array}{r} 1.000 \\ 0.0 \\ -212.4 \\ 0.0 \\ \end{array} $	$\begin{array}{rrr} 0.48 < & 8.28 \\ 2.30 < & 168.00 \end{array}$	$\begin{array}{rrrr} x = -0.309, & \alpha = & 0 \\ 60.48 < & 168.00 \end{array}$
底版 部材4 X=0.000 case1 洪水時(本川DFL時)	1.000 0.0 -239.5 0.0	0.54 < 8.28 2.60 < 168.00	$\begin{array}{ccc} x = -0.309, & \alpha = & 0 \\ 68.20 < & 168.00 \end{array}$
底版 部材5 X=0.000 case1 洪水時(本川DFL時)	$ \begin{array}{c} 1.000 \\ 0.0 \\ -283.2 \\ 0.0 \end{array} $	$\begin{array}{rrr} 0.64 < & 8.28 \\ 3.07 < & 168.00 \end{array}$	$\begin{array}{rrr} x = -0.309, & \alpha = & 0 \\ 80.65 < & 168.00 \end{array}$
底版 部材6 X=0.000 case1 洪水時(本川DFL時)	$ \begin{array}{r} 1.000 \\ 0.0 \\ -343.6 \\ 0.0 \\ \end{array} $	$\begin{array}{rrrr} 0.78 < & 8.28 \\ 3.73 < & 168.00 \end{array}$	$\begin{array}{rrrr} x = -0.309, & \alpha = & 0 \\ 97.85 < & 168.00 \end{array}$
底版 部材7 X=0.000 case1 洪水時(本川DFL時)	1.000 0.0 -387.9 0.0	$\begin{array}{rrr} 0.88 < & 8.28 \\ 4.21 < & 168.00 \end{array}$	$\begin{array}{ccc} x = -0.309, & \alpha = & 0 \\ 110.45 < & 168.00 \end{array}$
底版 部材11 X=2.036 case2 洪水時(支川DFL時)	1.000 0.0 -370.3 0.0	$\begin{array}{rrr} 0.84 < & 8.28 \\ 4.02 < & 168.00 \end{array}$	$\begin{array}{ccc} x = -0.309, & \alpha = & 0 \\ 105.45 < & 168.00 \end{array}$
底版 部材9 X=4.114 case2 洪水時(支川DFL時)	1.000 0.0 -302.0 0.0	0.68 < 8.28 3.28 < 168.00	$\begin{array}{c} x = -0.309, \alpha = \\ 86.00 < 168.00 \end{array} $
底版 部材10 X=0.000 case3 施工時	1.500 0.0 -92.0 0.0	$\begin{array}{ccc} 0.21 < & 12.42 \\ 1.00 < & 252.00 \end{array}$	$\begin{array}{c} x = -0.309, \alpha = & 0\\ 26.19 < & 252.00 \end{array}$

表 7.4.137 戸当たり床版曲げ応力度照査結果一覧(水流方向)

出典:調査団

(ii) 水流直角方向

戸当たり床版について、各照査位置での最も厳しい荷重ケースにおける曲げ応力度照査結 果を表 7.4.138 に示す。

部材名称 照査位置 荷重ケース名称	割増係数 断面力Myp(kNm) 断面力Mzp(kNm) 軸力N'(kN)	圧縮応力度 コンクリート σc'(N/mm ²) 鉄筋 σs'(N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²) 中立軸 x(m)角度 α(°) 鉄筋 σs
底版 部材1 X = 1.100 case3 洪水時	1.000 0.0 -53.2 0.0	$\begin{array}{ccc} 0.15 < & 8.28 \\ 0.36 < & 168.00 \end{array}$	$\begin{array}{ccc} X = -0.251, & \alpha = & 0\\ 23.48 < & 168.00 \end{array}$
底版 部材2 X = 0.000 case3 洪水時	1.000 0.0 -239.8 0.0	0.67 < 8.28 1.63 < 168.00	$\begin{array}{ll} X = -0.251, & \alpha = & 0 \\ 105.92 < & 168.00 \end{array}$
底版 部材3 X = 3.900 case3 洪水時	1.000 0.0 -239.8 0.0	$0.67 < 8.28 \\ 1.63 < 168.00$	$\begin{array}{ccc} X = -0.251, & \alpha = & 0 \\ 105.92 < & 168.00 \end{array}$
底版 部材5 X = 0.000 case3 洪水時	1.000 0.0 -79.7 0.0	$0.22 < 8.28 \\ 0.54 < 168.00$	$\begin{array}{ccc} X = -0.251, & \alpha = & 0\\ 35.22 < & 168.00 \end{array}$

表 7.4.138 戸当たり床版曲げ応力度照査結果一覧(水流直角方向)

出典:調査団

(e) 検討結果

床版部の計算結果として、配筋要領図を示す。



出典:調査団

図 7.4.109 戸当たり床版配筋要領図

5) 下流側翼壁

(a) 検討方針

下流側翼壁の構造寸法図を示す。下流側翼壁は、水流方向に壁高が減少する、平面L字形状の擁壁である。構造計算は下図に示す3断面にて構造計算を行う。





図 7.4.110 下流側翼壁構造寸法図

(b) 検討ケース

検討ケースについては、下記のケースに対して計算を行う。

		荷重状態	水位条	件	荷重条件								
計算方向	検討ケース		背面水位	前面水位	躯体自重) 王 王	土 王	水 圧	揚圧力	水重	上載荷重	慣性力	
	1	常 時 水位ゼロ			0	0	0		-		0		
水。流	2	常 時 残留水位	WL=13.55 残留水位	WL=10.94 常時水位	0	0	0	0	0	0	0	—	
最高部	3	地震時 水位ゼロ			0	0	0		_		0	0	
	4	地震時 LWL	WL=11.30 LWL	WL=11.30 LWL	0	0	0	0	0	0	0	0	
	5	施工時	WL=12.81 締め切り水位	WL=7.45 底版下面	0	0	0	0	0	_	0	—	

表 7.4.139 荷重ケース一覧表(常時・L1 地震時・施工時)

残留水位は、HWL=14.853と常時水位=10.94の2/3の水位とする。

			水位条	件	荷重条件								
計算方向	検討ケース	荷重状態	背面水位	前面水位	躯体自重	土重	土	水 圧	揚圧力	水重	上載荷重	慣性力	
71	1 水位ゼロ 			0	0	0	_	_	_	0	_		
流直	2	常 時 残留水位	WL=12.38 残留水位	WL=10.94 常時水位	0	0	0	0	0	0	0	_	
最 角低 ・部 水	3	地震時 水位ゼロ			0	0	0	_	_	—	0	0	
流方	4	地震時 LWL	WL=11.30 LWL	WL=11.30 LWL	0	0	0	0	0	0	0	0	
[H]	5	施工時	WL=12.81 締め切り水位	WL=7.45 底版下面	0	0	0	0	0	_	0	_	

残留水位は、壁上端高=13.10と常時水位=10.94の2/3の水位とする。





図 7.4.111 下流側翼壁構造寸法図

(c) 荷重条件

構造計算に用いる荷重条件については、下記の通りとする。

設計水平震度	: Kh=0.20
背面土圧	: クーロン土圧
背面土の土質	: 埋戻し土 γ=19.0kN/m3 内部摩擦角 φ=30°、粘着力c=0kN/m2
上載荷重(常時、施工時)	: q0 = 10.0 kN/m2
上載荷重(地震時)	: q0=5.0kN/m2

(d) 計算結果

(i) 壁高最高部

壁高最高部の計算結果を以降に示す。なお、計算結果のうち、赤線で囲ったケースが決定ケースである。

A. 竪壁基部

表 7.4.140 下流側翼壁高最高部曲げ照査結果(竪壁基部)

古 古 中 能 (水 - 位)	М	Ν	х	圧縮応力度	(N/mm^2)	引張応力度	(N/mm ²)	判
何里八忠(八 111)	(kN.m)	(kN)	(cm)	計算値	許容値	計算値	許容値	定
常時1(空水位)	577.930	0.000	26.616	4.026 ≦	8.280	114.876 ≦	168.000	\bigcirc
常時2(残留水位)	686.596	0.000	26.616	4.783 ≦	8.280	136.476 ≦	168.000	\bigcirc
地震時1(空水位)	896.608	0.000	26.616	6.246 ≦	11.012	178.220 ≦	223.440	Ο
地震時2(LWL)	888.612	0.000	26.616	6.190 ≦	11.012	176.631 ≦	223.440	\bigcirc
施工時(施工時)	654.079	0.000	26.616	4.556 ≦	12.420	130.013 ≦	252.000	0

出典:調査団

表 7.4.141 下流側翼壁高最高部せん断照査結果(竪壁基部)

芸玉 平能 (水 位)	せん断力 有効高		せん断応力度(N/mm ²)	補正	係数	判
<u> </u>	S _h (kN)	d(cm)	計算值 τ 許容值 τ_{a1} 許容值 τ_{a2}	Ce	Cpt	定
常時1(空水位)	213.716	111.000	$0.193 \leq 0.360 1.600$			0
常時2(残留水位)	268.855	111.000	$0.242 \leq 0.360 1.600$			0
地震時1(空水位)	334.445	111.000	$0.301 \leq 0.470 2.128$			0
地震時2(LWL)	325.106	111.000	$0.293 \leq 0.470 2.128$			0
施工時(施工時)	269.977	111.000	$0.243 \leq 0.540 2.400$			0

出典:調査団

B. つま先版

表 7.4.142 下流側翼壁高最高部曲げ照査結果(つま先版)

共重化能 (水 位)	M (kN.m)	х	圧縮応力度	(N/mm ²)	引張応力度	(N/mm ²)	判
何里扒悲 (小 位)		(cm)	計算値	許容値	計算値	許容値	定
常時1(空水位)	574.427	29.421	3.783 ≦	8.280	90.937 ≦	168.000	0
常時2(残留水位)	681.401	29.421	4.488 ≦	8.280	107.872 ≦	168.000	0
地震時1(空水位)	1163.018	29.421	7.660 ≦	11.012	184.116 ≦	223.440	0
地震時2(LWL)	1120.189	29.421	7.378 ≦	11.012	177.335 ≦	223.440	0
施工時(施工時)	708.371	29.421	4.665 ≦	12.420	112.141 ≦	252.000	0

出典:調査団

表 7.4.143 下流側翼壁高最高部せん断照査結果(つま先版 1/2H 位置)

古重坐能 (水 (☆)	せん断力	有効高 d'(cm)	せん断応力度(N/	補正係数			判	
何里扒您 (小 位)	S _h (kN)		計算值 τ 許容值 τ _{al}	許容值τ _{a2}	Ce	Cpt	Cdc	定
常時1(空水位)	247.445	108.000	$0.229 \leq 0.360$	1.600				0
常時2(残留水位)	297.814	108.000	$0.276 \le 0.360$	1.600				0
地震時1(空水位)	503.354	108.000	$0.466 \leq 0.470$	2.128				\bigcirc
地震時2(LWL)	485.674	108.000	$0.450 \le 0.470$	2.128				0
施工時(施工時)	311.672	108.000	$0.289 \leq 0.540$	1.600				0

X /.	致,———————————————————————————————————													
荷重世能 (水 位)	せん断力	有効高 d'(cm)	せん断	応力度(N/	mm ²)	裈	前正係数	汝	判					
问 主 朳 恐 (S _h (kN)		計算値τ 言	午容值t _{al}	許容值ta2	Ce	Cpt	Cdc	定					
常時1(空水位)	298.925	108.000	$0.277 \leq$	0.360	1.600				0					
常時2(残留水位)	317.354	108.000	0.294 ≦	0.360	1.600				0					
地震時1(空水位)	554.834	108.000	0.514 ≦	0.470	2.128				×					
地震時2(LWL)	516.133	108.000	0.478 ≦	0.470	2.128				\times					
施工時(施工時)	340.728	108.000	0.315 ≦	0.540	2.400				0					

表 7.4.144 下流側翼壁高最高部せん断照査結果(つま先版杭位置)

杭位置のせん断力に対し、コンクリートのみでは、許容せん断応力を超過する。よって、 不足分を「せん断補強筋」にて補強を行う。

表	7.4.145	下流側翼壁高最高部せん断補強鉄筋
---	---------	------------------

せん断補強要(つま先)									
せん断力		554.8	kN(地震時)						
せん断耐力	コンクリート	517.1	kN						
	補強筋	189.9	kN						
	断面積	113.1	(D12)						
	本数	2	1.0m 当り本数						
	ピッチ	250	mm						
	計	707.0	kN						

補強鉄筋耐力(kN)=Aw・σ sa・d/(1.15・s)

出典:調査団

補強範囲は、杭先端位置から、有効部材長を加えた長さ以上とする。L=2.30+(1.30-0.22) = 3.40m となる。よってつま先版幅 3.70m全域とする。

C. かかと版

表 7.4.146 下流側翼壁高最後部曲げ照査結果(かかと版)

本重生能 (水 た)	М	х	圧縮応力度	(N/mm^2)	引張応力度	(N/mm ²)	判
何里扒態 (小 11)	(kN.m)	(cm)	計算値	許容値	計算値	許容値	定
常時1(空水位)	474.316	25.803	3.240 ≦	8.280	107.581 ≦	168.000	0
常時2(残留水位)	607.404	25.803	4.149 ≦	8.280	137.767 ≦	168.000	0
地震時1(空水位)	896.608	25.803	6.125 ≦	11.012	203.362 ≦	223.440	0
地震時2(LWL)	888.612	25.803	6.070 ≦	11.012	201.549 ≦	223.440	0
施工時(施工時)	618.611	25.803	4.226 ≦	12.420	140.309 ≦	252.000	\bigcirc

表 7.4.147 下流側翼壁高最後部せん断照査結果(かかと版 1/2H 位置)

古 古 中 能 (水 位)	せん断力	有効高	せん断応力	度(N/mm ²)	有	補正係数			
何里扒惡 (八 位)	S _h (kN)	d'(cm)	計算値τ 許容値	āτ _{a1} 許容值τ _{a2}	Ce	Cpt	Cdc	定	
常時1(空水位)	245.716	121.000	$0.203 \leq 0.3$	360 1.600				0	
常時2(残留水位)	286.013	121.000	$0.236 \leq 0.3$	360 1.600				0	
地震時1(空水位)	491.665	121.000	$0.406 \leq 0.4$	170 2.128				0	
地震時2(LWL)	475.022	121.000	$0.393 \leq 0.4$	470 2.128				0	
施工時(施工時)	296.424	121.000	$0.245 \leq 0.5$	540 2.400				0	

出典:調査団

表 7.4.148 下流側翼壁高最後部せん断照査結果(かかと版杭位置)

共手 (北 (小) ()	せん断力	有効高	せん関	断応力度(N/	/mm ²)	衤	甫正係数	汝	判
何里扒您 (小 位)	S _h (kN)	d'(cm)	計算値 τ	許容值τal	許容值ta2	Ce	Cpt	Cdc	定
常時1(空水位)	-153.195	121.000	$0.127 \leq$	0.360	1.600				0
常時2(残留水位)	-12.521	121.000	$0.010 \leq$	0.360	1.600				0
地震時1(空水位)	115.670	121.000	0.096 ≦	0.470	2.128				0
地震時2(LWL)	165.471	121.000	0.137 ≦	0.470	2.128				0
施工時(施工時)	-28.836	121.000	0.024 ≦	0.540	2.400				0

出典:調査団

(ii) 壁高最低部

壁高最低部の計算結果を以降に示す。なお、計算結果のうち、赤線で囲ったケースが決定ケ ースである。

A. 竪壁基部

表 7.4.149 下流側翼壁高最低部曲げ照査結果(竪壁基部)

古 街 世 能 (水 位)	M N	X	圧縮応力度	(N/mm ²)	引張応力度	(N/mm ²)	判	
何里扒態(小 111)	(kN.m)	(kN)	(cm)	計算値	許容値	計算値	許容値	定
常時1(空水位)	121.228	0.000	14.985	2.053 ≦	8.280	81.393 ≦	168.000	0
常時2(残留水位)	158.255	0.000	14.985	2.680 ≦	8.280	106.253 ≦	168.000	0
地震時1(空水位)	185.056	0.000	14.985	3.134 ≦	11.012	124.246 ≦	223.440	0
地震時2(LWL)	177.304	0.000	14.985	3.003 ≦	11.012	119.042 ≦	223.440	0
施工時(施工時)	197.040	0.000	14.985	3.337 ≦	12.420	132.292 ≦	252.000	0

出典:調査団

表 7.4.150 下流側翼壁高最低部せん断照査結果(竪壁基部)

古香牛能 (水 位)	せん断力	有効高	せん断応力度(N/mm ²)	補正	係数	判
何里扒您 (小 位)	S _h (kN)	d(cm)	計算值 τ 許容值 τ_{a1} 許容值 τ_{a2}	Ce	Cpt	定
常時1(空水位)	76.182	81.000	$0.094 \leq 0.360 1.600$			0
常時2(残留水位)	97.465	81.000	$0.120 \leq 0.360 1.600$			0
地震時1(空水位)	117.819	81.000	$0.145 \leq 0.470 2.128$			0
地震時2(LWL)	108.731	81.000	$0.134 \leq 0.470 2.128$			0
施工時(施工時)	132.204	81.000	$0.163 \leq 0.540 2.400$			0

B. つま先版

表 7.4.	151	下流側翼壁高最低部曲げ照査結果	(つま先版)
1 1. 1.			

去香心能 (水 (古) M		х	圧縮応力度	(N/mm ²)	引張応力度	判	
何里扒您(小 位)	(kN.m)	(cm)	計算値	許容値	計算値	許容値	定
常時1(空水位)	247.650	19.424	2.415 ≦	8.280	99.135 ≦	168.000	0
常時2(残留水位)	273.641	19.424	2.669 ≦	8.280	109.540 ≦	168.000	0
地震時1(空水位)	518.191	19.424	5.054 ≦	11.012	207.434 ≦	223.440	0
地震時2(LWL)	475.476	19.424	4.638 ≦	11.012	190.335 ≦	223.440	0
施工時(施工時)	382.511	19.424	3.731 ≦	12.420	153.121 ≦	252.000	0

出典:調査団

表 7.4.152 下流側翼壁高最低部せん断照査結果(つま先版 1/2H 位置)

古手中能 (水 位)	せん断力	有効高	せん断応力度(N/m	1m ²)	衤	甫正係数	攵	判
前重代感(水山) Sh(kN	S _h (kN)	d'(cm)	計算值 τ 許容值 τ _{a1}	許容值ta2	Ce	Cpt	Cdc	定
常時1(空水位)	105.368	108.000	$0.098 \leq 0.360$	1.600				0
常時2(残留水位)	119.219	108.000	$0.110 \leq 0.360$	1.600				0
地震時1(空水位)	222.994	108.000	$0.206 \leq 0.470$	2.128				0
地震時2(LWL)	205.364	108.000	$0.190 \le 0.470$	2.128				0
施工時(施工時)	169.993	108.000	$0.157 \le 0.540$	2.400				0

出典:調査団

表 7.4.153 下流側翼壁高最低部せん断照査結果(つま先版杭位置)

古手中能 (水 位)	せん断力	有効高	せん断応力度(N/mr	m ²)	衤	甫正係数	攵	判
何里扒悲 (小 位)	S _h (kN)	d'(cm)	計算值τ 許容值τ _{al} 言	許容值ta2	Ce	Cpt	Cdc	定
常時1(空水位)	156.848	108.000	$0.145 \le 0.360$	1.600				0
常時2(残留水位)	143.654	108.000	$0.133 \leq 0.360$	1.600				0
地震時1(空水位)	274.474	108.000	$0.254 \leq 0.470$	2.128				0
地震時2(LWL)	235.824	108.000	$0.218 \le 0.470$	2.128				0
施工時(施工時)	199.050	108.000	$0.184 \leq 0.540$	2.400				0

出典:調査団

C. かかと版

表 7.4.154 下流側翼壁高最低部曲げ照査結果(かかと版)

共重生能 (ナ 仕)	М	х	圧縮応力度	(N/mm ²)	引張応力度	判	
何里扒態 (小 111)	(kN.m)	(cm)	計算値	許容値	計算値	許容値	定
常時1(空水位)	121.228	15.679	1.372 ≦	8.280	82.955 ≦	168.000	0
常時2(残留水位)	158.255	15.679	1.791 ≦	8.280	108.292 ≦	168.000	\bigcirc
地震時1(空水位)	185.056	15.679	2.095 ≦	11.012	126.631 ≦	223.440	0
地震時2(LWL)	177.304	15.679	2.007 ≦	11.012	121.327 ≦	223.440	0
施工時(施工時)	197.040	15.679	2.230 ≦	12.420	134.832 ≦	252.000	0

表 7.4.155 下流側翼壁高最低部せん断照査結果(かかと版 1/2H 位置)

古手中能 (水 位)	せん断力 有効高		せん断応力度(N	補正係数			判	
何里扒惡 (小 位)	S _h (kN)	d'(cm)	計算值 τ 許容値 τal	許容值τa2	Ce	Cpt	Cdc	定
常時1(空水位)	143.538	121.000	$0.119 \leq 0.360$	1.600				0
常時2(残留水位)	138.960	121.000	$0.115 \leq 0.360$	1.600				0
地震時1(空水位)	254.912	121.000	$0.211 \leq 0.470$	2.128				0
地震時2(LWL)	227.162	121.000	$0.188 \leq 0.470$	2.128				0
施工時(施工時)	185.016	121.000	$0.153 \leq 0.540$	2.400				0

表 7.4.156 下流側翼壁高最低部せん断照査結果(かかと版杭位置)

世史市(1)	せん断力	有効高	せん断応力度(N/mm ²)	補正係数	判
何重朳愿(八一位)	S _h (kN)	d'(cm)	計算值 τ 許容値 τ _{al} 許容値 τ _{a2} Ce	Cpt Cdc	定
常時1(空水位)	-147.522	121.000	$0.122 \leq 0.360 1.600$		0
常時2(残留水位)	-56.688	121.000	$0.047 \leq 0.360 1.600$		0
地震時1(空水位)	-18.597	121.000	$0.015 \leq 0.470 2.128$		0
地震時2(LWL)	30.857	121.000	$0.026 \leq 0.470 2.128$		0
施工時(施工時)	-23.005	121.000	$0.019 \leq 0.540 2.400$		0

出典:調査団

(iii) L型部

下流側翼壁 L 型部の計算結果を以降に示す。なお、計算結果のうち、赤線で囲ったケース が決定ケースである。

A. 竪壁基部

- 衣 / 4.1J/ 「 小 側 異 L 空 印 四 り 忠 且 和 木 (空 空 卒	衣 /.4.15/	ト流側翼L	空部曲け照宜結果	(竪壁奉部
---	-----------	-------	----------	-------

荷重屮能 (水 位)	M N	Ν	x	圧縮応力度(N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²)	判
何里扒態 (小 12)	(kN.m)	(kN)	(cm)	計算值 許容値	計算值 許容値	定
常時1(空水位)	121.228	0.000	15.249	$2.095 \leq 8.280$	$81.316 \leq 168.000$	0
常時2(残留水位)	158.958	0.000	15.249	$2.748 \leq 8.280$	$106.624 \leq 168.000$	0
地震時1(空水位)	185.056	0.000	15.249	$3.199 \leq 11.012$	$124.130 \leq 223.440$	0
地震時2(LWL)	177.143	0.000	15.249	$3.062 \leq 11.012$	$118.822 \leq 223.440$	0
施工時(施工時)	198.510	0.000	15.249	$3.431 \leq 12.420$	$133.155 \leq 252.000$	0

出典:調査団

表 7.4.158 下流側翼 L 型部せん断照査結果(竪壁基部)

古中能 (ナ (ウ)	せん断力	有効高	せん断応力度(N/mm ²)	補正係数		判
彻里扒您 (小 位)	S _h (kN)	d(cm)	計算值 τ 許容值 τ_{a1} 許容值 τ_{a2}	Ce	Cpt	定
常時1(空水位)	76.182	81.000	$0.094 \leq 0.360 1.600$			0
常時2(残留水位)	97.853	81.000	$0.121 \leq 0.360 1.600$			0
地震時1(空水位)	117.819	81.000	$0.145 \leq 0.470 2.128$			0
地震時2(LWL)	108.544	81.000	$0.134 \leq 0.470 2.128$			0
施工時(施工時)	133.290	81.000	$0.165 \leq 0.540 2.400$			0

B. かかと版

表 7.4.159 下流側翼L型部曲げ照査結	≹(かかと版)
------------------------	----------------

共重 生 能 (水 (仕)	M (kN.m)	х	圧縮応力度	(N/mm ²)	引張応力度	(N/mm ²)	判
何里扒態 (小 111)		(cm)	計算値	許容値	計算値	許容値	定
常時1(空水位)	121.228	15.615	1.413 ≦	8.280	84.213 ≦	168.000	0
常時2(残留水位)	158.958	15.615	1.853 ≦	8.280	110.423 ≦	168.000	0
地震時1(空水位)	185.056	15.615	2.157 ≦	11.012	128.552 ≦	223.440	0
地震時2(LWL)	177.143	15.615	2.065 ≦	11.012	123.056 ≦	223.440	0
施工時(施工時)	198.510	15.615	2.314 ≦	12.420	137.898 ≦	252.000	0

出典:調査団

表 7.4.160 下流側翼 L 型部せん断照査結果(かかと版 1/2H 位置)

古田市 (水 位)	せん断力	有効高 d'(cm)	せん断応力度(N	補正係数			判	
何里扒您 (小 位)	S _h (kN)		計算值 τ 許容值 τ _{al}	許容值ta2	Ce	Cpt	Cdc	定
常時1(空水位)	253.992	119.000	$0.213 \leq 0.360$	1.600				0
常時2(残留水位)	234.215	119.000	$0.197 \leq 0.360$	1.600				0
地震時1(空水位)	398.902	119.000	0.335 > 0.470	2.128				×
地震時2(LWL)	344.203	119.000	$0.289 \leq 0.470$	2.128				0
施工時(施工時)	317.196	119.000	$0.267 \le 0.540$	2.400				0

出典:調査団

表 7.4.161 下流側翼 L 型部せん断照査結果(かかと版杭位置)

古手中能 (水 位)	せん断力	有効高 d'(cm)	せん断応力度(N/i	補正係数			判	
何里扒悲 (小 位)	S _h (kN)		計算值 τ 許容值 τ _{al}	許容值ta2	Ce	Cpt	Cdc	定
常時1(空水位)	-127.603	119.000	$0.107 \le 0.360$	1.600				0
常時2(残留水位)	-27.756	119.000	$0.023 \leq 0.360$	1.600				0
地震時1(空水位)	39.413	119.000	$0.033 \leq 0.470$	2.128				0
地震時2(LWL)	89.029	119.000	$0.075 \le 0.470$	2.128				0
施工時(施工時)	15.471	119.000	$0.013 \leq 0.540$	2.400				0

出典:調査団

(e) 検討結果

構造計算の結果として配筋要領図を示す。図 7.4.112~図 7.4.113 に下流側翼壁の配筋要領を 示す。詳細の構造計算結果については構造計算書に示す。



水平区間



出典:調査団

図 7.4.112 下流側翼壁 配筋要領図(1)

先端翼部



図 7.4.113 下流側翼壁 配筋要領図 (2)

6) 上流側左岸翼壁

(a) 検討方針

上流側左岸翼壁の構造寸法図を示す。上流側左岸翼壁は、水流方向に壁高が減少する、平面 L字形状の擁壁である。構造計算は下図に示す2断面にて構造計算を行う。







図 7.4.114 上流側左岸翼壁構造寸法図

(b) 検討ケース

検討ケースについては、下記のケースに対して計算を行う。

		荷重状態	水位条	:件				荷重	条件			
計算方向	検討ケース		背面水位	前面水位	躯体自重	土	土 圧	水 圧	揚圧力	水重	上載荷重	慣性力
	1	常 時 水位ゼロ			0	0	0	_	_	_	0	_
水水	2	常 時 残留水位	WL=12.54 残留水位	WL=10.94 常時水位	0	0	0	0	0	0	0	_
流直角支	流直 3	地震時 水位ゼロ			0	0	0	_	_	_	0	0
向向	4	地震時 LWL	WL=11.30 LWL	WL=11.30 LWL	0	0	0	0	0	0	0	0
	5	施工時	WL=12.81 締め切り水位	WL=7.45 底版下面	0	0	0	0	0	_	0	_

表 7.4.162 荷重ケースー覧表(常時・L1 地震時・施工時)

残留水位は、DFL=13.340と常時水位=10.94の2/3の水位とする。

出典:調査団



出典:調査団

図 7.4.115 上流側左岸翼壁 水位条件図

(c) 荷重条件

構造計算に用いる荷重条件については、下記の通りとする。

設計水平震度	: Kh=0.20
背面土圧	: クーロン土圧
背面土の土質	:埋戻し土 γ=19.0kN/m3
	内部摩擦角 φ=30°、粘着力c=0kN/m2
上載荷重(常時、施工時)	: q0=10.0kN/m2
上載荷重(地震時)	: q0=5.0kN/m2
出典:調査団	

(d) 計算結果

(i) 壁高最高部

壁高最高部の計算結果を以降に示す。なお、計算結果のうち、赤線で囲ったケースが決定ケースである。

A. 竪壁基部

表	7. 4. 163	上流側左岸翼壁高最高部曲げ照査結果	(竪壁基部)
_			

古手中能 (水 位)	М	Ν	x	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)			
何里扒您(小 12)	(kN.m)	(kN)	(cm)	計算値	許容値	計算値	許容値	定	
常時1(空水位)	1117.920	0.000	34.186	4.845 ≦	8.280	134.978 ≦	168.000	0	
常時2(残留水位)	1162.715	0.000	34.186	5.039 ≦	8.280	140.387 ≦	168.000	\bigcirc	
地震時1(空水位)	1765.596	0.000	34.186	7.652 ≦	11.012	213.179 ≦	223.440	0	
地震時2(LWL)	1757.308	0.000	34.186	7.617 ≦	11.012	212.178 ≦	223.440	0	
施工時(施工時)	1194.084	0.000	34.186	5.175 ≤	12.420	144.174 ≤	252.000	0	

出典:調査団

表 7.4.164 上流側左岸翼壁高最高部せん断照査結果(竪壁基部)

古舌 (水 位)	せん断力 S _h (kN)	有効高 d(cm)	せん断応力度(N/i	補正係数		判	
何里扒惡 (八 位)			計算值 τ 許容值 τ_{a1}	許容值ta2	Ce	Cpt	定
常時1(空水位)	331.245	140.000	$0.237 \le 0.360$	1.600			0
常時2(残留水位)	356.791	140.000	$0.255 \le 0.360$	1.600			0
地震時1(空水位)	524.940	140.000	$0.375 \le 0.470$	2.128			0
地震時2(LWL)	515.235	140.000	$0.368 \leq 0.470$	2.128			0
施工時(施工時)	387.529	140.000	$0.277 \le 0.540$	2.400			0

出典:調査団

B. つま先版

表 7.4.165 上流側左岸翼壁高最高部曲げ照査結果(つま先版)

古田市 (十一日)	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²)		
何里扒您(小 12)			計算値	許容値	計算値	許容値	定
常時1(空水位)	666.923	32.151	3.963 ≦	8.280	84.141 ≦	168.000	0
常時2(残留水位)	698.730	32.151	4.152 ≦	8.280	88.154 ≦	168.000	0
地震時1(空水位)	1506.895	32.151	8.954 ≦	11.012	190.115 ≦	223.440	0
地震時2(LWL)	1474.749	32.151	8.763 ≦	11.012	186.060 ≦	223.440	0
施工時(施工時)	777.820	32.151	4.622 ≦	12.420	98.133 ≦	252.000	0

出典:調査団

表 7.4.166 上流側左岸翼壁高最高部せん断照査結果(つま先版 1/2H 位置)

広 古 中 能 (水 一 位)	せん断力	有効高	せん断応力度(N	補正係数			判	
<u> </u>	S _h (kN)	d'(cm)	計算值 τ 許容値 τ _{al}	許容值ta2	Ce	Cpt	Cdc	定
常時1(空水位)	173.380	108.000	$0.161 \leq 0.360$	1.600				0
常時2(残留水位)	202.573	108.000	$0.188 \leq 0.360$	1.600				0
地震時1(空水位)	464.564	108.000	$0.430 \leq 0.470$	2.128				0
地震時2(LWL)	467.542	108.000	$0.433 \leq 0.470$	2.128				0
施工時(施工時)	226.526	108.000	$0.210 \leq 0.540$	2.400				0

表	7. 4. 167	上流側左岸翼壁高最高部せん断照査結果	(つま先版杭位置

古田市 (水 位)	せん断力 S _h (kN)	せん断力	有効高	せん断応力度(N/mm ²)		衤	甫正係数	汝	判
<u> </u>		d'(cm)	計算值 τ 許容值 τ_{al} 許容値	Īτ _{a2}	Ce	Cpt	Cdc	定	
常時1(空水位)	234.220	108.000	$0.217 \leq 0.360 1.60$	C				0	
常時2(残留水位)	231.920	108.000	$0.215 \leq 0.360 1.60$	C				0	
地震時1(空水位)	525.404	108.000	$0.486 \leq 0.470$ 2.12	8				×	
地震時2(LWL)	503.539	108.000	$0.466 \leq 0.470 2.123$	8				0	
施工時(施工時)	265.087	108.000	$0.245 \leq 0.540$ 2.40	C				0	

杭位置のせん断力に対し、コンクリートのみでは、許容せん断応力が超過する。よって、 不足分を「せん断補強筋」にて補強を行う。

せん断補強要(つま先)										
せん断力		554.8	kN(地震時)							
せん断耐力	コンクリート	517.1	kN							
	補強筋	189.9	kN							
	断面積	113.1	(D12)							
	本数	2	1.0m 当り本数							
	ピッチ	250	mm							
	計	707.0	kN							

補強鉄筋耐力(kN)=Aw・σ sa・ d / (1.15・ s)

出典:調査団

補強範囲は、杭先端位置から、有効部材長を加えた長さ以上とする。L=2.60+(1.30-0.22) = 3.68m となる。よって、つま先版幅 3.80m 全域とする。

C. かかと版

表 /.4.109 上流側左厈翼壁局最俊部囲け照倉結果()	表 /.4.	表
--------------------------------	--------	---

本手 (水 (小)	М	х	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)		
何里扒態 (小 11)	(kN.m)	(cm)	計算値	許容値	計算値	許容値	定
常時1(空水位)	673.785	34.373	3.560 ≦	8.280	77.946 ≦	168.000	0
常時2(残留水位)	766.309	34.373	4.049 ≦	8.280	88.649 ≦	168.000	0
地震時1(空水位)	1765.596	34.373	9.328 ≦	11.012	204.250 ≦	223.440	0
地震時2(LWL)	1757.308	34.373	9.284 ≦	11.012	203.291 ≦	223.440	0
施工時(施工時)	858.825	34.373	4.537 ≦	12.420	99.352 ≦	252.000	0

出典:調査団

表 7.4.170 上流側左岸翼壁高最後部せん断照査結果(かかと版 1/2H 位置)

芸手 半能 (水 位)	せん断力 S _h (kN)	有効高	せん断応力度(N/mm ²)	補	前正係数	攵	判
彻里扒您(小 位)		d'(cm)	計算值 τ 許容值 τ_{al} 許容值 τ_{a2}	Ce	Cpt	Cdc	定
常時1(空水位)	281.213	118.000	$0.238 \leq 0.360 1.600$				0
常時2(残留水位)	298.780	118.000	$0.253 \leq 0.360 1.600$				\bigcirc
地震時1(空水位)	704.810	118.000	$0.597 \leq 0.470 2.128$				×
地震時2(LWL)	694.747	118.000	$0.589 \leq 0.470 2.128$				\times
施工時(施工時)	333.241	118.000	$0.282 \leq 0.540 2.400$				0

出典:調査団

杭位置のせん断力に対し、コンクリートのみでは、許容せん断応力が超過する。よって、 不足分を「せん断補強筋」にて補強を行う。

せん断補強要(かかと)									
せん断力		704.8	kN(地震時)						
せん断耐 力	コンクリート	565	kN						
	補強筋	207.4	kN						
	断面積	113.1	(D12)						
	本数	2	1.0m 当り本数						
	ピッチ	250	mm						
	計	772.4	kN						

表 7.4.171 上流側左岸翼壁高最高部せん断補強鉄筋(つま先版)

補強鉄筋耐力(kN)=Aw・σ sa・d/(1.15・s)

出典:調査団

竪壁付根から最初の杭位置1でのせん断はOKである。よって、補強範囲は、第1杭列から、有効部材長を加えた長さ以上とする。L=1.90+(1.30-0.10)=3.10mとなる。よって、竪壁中央まで補強として3.850mとする。

表	7. 4. 172	上流側左岸翼壁高最後部せん断照査結果	(かかと版杭位置1)

古手中能 (水 位)	せん断力	有効高	せん断応力度(N/mm ²)	補正係對	数	判
何里扒悲 (小 位)	S _h (kN)	d'(cm)	計算值 τ 許容値 τ _{a1} 許容値 τ _{a2}	Ce Cpt	Cdc	定
常時1(空水位)	-26.245	118.000	$0.022 \leq 0.360 1.600$			0
常時2(残留水位)	44.669	118.000	$0.038 \leq 0.360 1.600$			0
地震時1(空水位)	410.218	118.000	$0.348 \leq 0.470 2.128$			0
地震時2(LWL)	444.575	118.000	$0.377 \leq 0.470 2.128$			0
施工時(施工時)	66.590	118.000	$0.056 \leq 0.540 2.400$			0

表 7.4.173 上流側左岸翼壁高最後部せん断照査結果(かかと版杭位置2)

古中能 (水 広)	せん断力	有効高	せん断応力度(N	補正係数			判	
何里扒您 (小 位)	S _h (kN)	d'(cm)	計算值τ 許容值τ _{a1}	許容值ta2	Ce	Cpt	Cdc	定
常時1(空水位)	-186.735	118.000	$0.158 \le 0.360$	1.600				0
常時2(残留水位)	-112.202	118.000	$0.095 \le 0.360$	1.600				0
地震時1(空水位)	115.909	118.000	$0.098 \le 0.470$	2.128				0
地震時2(LWL)	158.891	118.000	$0.135 \le 0.470$	2.128				0
施工時(施工時)	-97.999	118.000	$0.083 \leq 0.540$	2.400				0

出典:調査団

(ii) L型部

L型部の計算結果を以降に示す。なお、計算結果のうち、赤線で囲ったケースが決定ケースである。

A. 竪壁基部

表 7.4.174 上流側左岸翼 L 型部曲げ照査結果(竪壁基部)

古中能(水 ()	М	N	х	圧縮応力度	(N/mm^2)	引張応力度	(N/mm ²)	判
何里扒您(小 111)	(kN.m)	(kN)	(cm)	計算値	許容値	計算値	許容値	定
常時1(空水位)	219.539	0.000	18.732	2.382 ≦	8.280	94.159 ≦	168.000	0
常時2(残留水位)	261.878	0.000	18.732	2.842 ≦	8.280	112.317 ≦	168.000	\bigcirc
地震時1(空水位)	469.466	0.000	18.732	5.094 ≦	11.012	201.350 ≦	223.440	0
地震時2(LWL)	464.376	0.000	18.732	5.039 ≦	11.012	199.168 ≦	223.440	0
施工時(施工時)	295.283	0.000	18.732	3.204 ≦	8.280	126.645 ≦	168.000	0

出典:調査団

表 7.4.175 上流側左岸翼 L 型部せん断照査結果(竪壁基部)

荷重状態(水 位)	せん断力 S _h (kN)	有効高 d(cm)	せん断応力度(N/mm ²)	補正係数		判
			計算值 τ 許容值 τ_{al} 許容值 τ_{a2}	Ce	Cpt	定
常時1(空水位)	126.901	101.000	$0.126 \leq 0.360 1.600$			0
常時2(残留水位)	156.776	101.000	$0.155 \leq 0.360 1.600$			0
地震時1(空水位)	265.140	101.000	$0.263 \leq 0.470 2.128$			0
地震時2(LWL)	262.198	101.000	$0.260 \leq 0.470 2.128$			0
施工時(施工時)	188.270	101.000	$0.186 \leq 0.540 2.400$			0

B. かかと版

表 7.4.176 上流側左岸翼 L 型部曲げ照査結果(かかと版)

荷重状態(水 位)	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)		
			計算値	許容値	計算値	許容値	定
常時1(空水位)	219.539	18.662	2.208 ≦	8.280	102.476 ≦	168.000	0
常時2(残留水位)	261.878	18.662	2.634 ≦	8.280	122.240 ≦	168.000	0
地震時1(空水位)	469.466	18.662	4.722 ≦	11.012	219.138 ≦	223.440	0
地震時2(LWL)	464.376	18.662	4.670 ≦	11.012	216.762 ≦	223.440	0
施工時(施工時)	295.283	18.662	2.970 ≦	8.280	137.833 ≦	168.000	0

出典:調査団

表 7.4.177 上流側左岸翼 L 型部せん断照査結果(かかと版 1/2H 位置)

荷重状態(水 位)	せん断力 S _h (kN)	有効高 d'(cm)	せん断応力度(N/m	補正係数			判	
			計算值 τ 許容值 τ _{al}	許容值ta2	Ce	Cpt	Cdc	定
常時1(空水位)	194.396	114.900	$0.169 \leq 0.360$	1.600				0
常時2(残留水位)	185.755	114.900	$0.162 \leq 0.360$	1.600				0
地震時1(空水位)	467.917	114.900	$0.407 \leq 0.470$	2.128				0
地震時2(LWL)	441.062	114.900	$0.384 \leq 0.470$	2.128				0
施工時(施工時)	222.596	114.900	$0.194 \leq 0.540$	2.400				0

出典:調査団

表 7.4.178 上流側左岸翼L型部せん断照査結果(かかと版杭位置)

荷重状態(水 位) せ S	せん断力	有効高 d'(cm)	せん断応力度(N/mm ²)			補正係数		
	S _h (kN)		計算值 τ 許容值 τ _{al}	許容值ta2	Ce	Cpt	Cdc	定
常時1(空水位)	-30.487	114.900	$0.027 \le 0.360$	1.600				0
常時2(残留水位)	32.574	114.900	$0.028 \leq 0.360$	1.600				0
地震時1(空水位)	396.832	114.900	$0.345 \leq 0.470$	2.128				0
地震時2(LWL)	430.281	114.900	$0.374 \leq 0.471$	2.128				0
施工時(施工時)	41.895	114.900	$0.036 \leq 0.540$	2.400				0

出典:調査団

(e) 検討結果

構造計算の結果として配筋要領図を示す。図 7.4.116~図 7.4.117 に上流側左岸翼壁の配筋要 領を示す。詳細の構造計算結果については構造計算書に示す。



逆T部(傾斜)

出典:調査団

図 7.4.116 上流側左岸翼壁 配筋要領図(逆T部)



出典:調査団

図 7.4.117 上流側左岸翼壁 配筋要領図(L型部)
7) 上流側右岸翼壁

(a) 検討方針

上流側右岸翼壁の構造寸法図を示す。上流側右岸翼壁は、水流方向、水流直角方向とも同じ 壁高であり、平面形状がほぼ正方形の形状である。構造計算は下図に示す、逆T部、L型部の 2断面にて構造計算を行う。



8 EL. +8. 75

出典:調査団

図 7.4.118 上流側右岸翼壁構造寸法図

(b) 検討ケース

検討ケースについては、下記のケースに対して計算を行う。

			水位条	水位条件		荷重条件						
計算方向	検討ケース	荷重状態	背面水位	前面水位	躯体自重	土	土	水	揚圧力	水重	上載荷重	慣性力
	1	常 時 水位ゼロ			0	0	0	—	_	_	0	_
水水流	2	常 時 残留水位	WL=12.54 残留水位	WL=10.94 常時水位	0	0	0	0	0	0	0	
流直	3	地震時 水位ゼロ			0	0	0	—	_	_	0	0
向向	4	地震時 LWL	WL=11.30 LWL	WL=11.30 LWL	0	0	0	0	0	0	0	0
	5	施工時	WL=12.81 締め切り水位	WL=6.85 底版下面	0	0	0	0	0	_	0	_

表 7.4.179 荷重ケースー覧表(常時・L1 地震時・施工時)

留水位は、DFL=13.340と常時水位=10.94の2/3の水位とする。

出典:調査団



出典:調査団

図 7.4.119 上流側右岸翼壁水位条件

(c) 荷重条件

荷重条件については、下記の通りとする。上流側右岸の翼壁については、翼壁上に発電機棟 が配置されるため、発電機棟の荷重(約47kN/m²を丸めて 50.0kN/m²)を考慮して計算を行う。

設計水平震度	: Kh=0.20
背面土圧	: クーロン土圧
	※水流方向に関しては、上載荷重が等分布荷
	重とならないため、試行くさび圧を採用する。

背面土の土質

上載荷重	(常時、	施工時)
上載荷重	(地震時	F)
上載荷重	(発電機	(棟)

: 埋戻し土 γ=19.0kN/m3 内部摩擦角 φ=30°、粘着力c=0kN/m2 : q0=10.0kN/m2 : q0=5.0kN/m2 : q0=50.0kN/m2 (常時、地震時とも)



出典:調査団

図 7.4.120 発電機棟平面寸法

(d) 計算結果

(i) 逆T部

逆 T 部の計算結果を以降に示す。なお、計算結果のうち、赤線で囲ったケースが決定ケースである。

A. 竪壁基部

表 7.4.180 上流側右岸翼壁逆 T部曲げ照査結果(竪壁基部)

荷重状態(水	重状態(水 M N		х	圧縮応力度(N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²)	判
位)	(kN.m)	(kN)	(cm)	計算值 許容値	計算值 許容値	定
常時1(空水位)	682.271	0.000	26.616	4.753 ≦ 8.280	$135.616 \leq 168.000$	0
常時2(残留水位)	726.952	0.000	26.616	$5.064 \leq 8.280$	$144.498 \leq 168.000$	0
地震時1(空水位)	1084.581	0.000	26.616	$7.555 \leq 11.012$	$215.584 \leq 223.440$	0
地震時2(LWL)	1076.029	0.000	26.616	$7.496 \leq 11.012$	$213.884 \leq 223.440$	0
施工時(施工時)	758.285	0.000	26.616	$5.282 \leq 12.420$	$150.726 \leq 252.000$	0

出典:調査団

表 7.4.181 上流側右岸翼壁逆 T部せん断照査結果(竪壁基部)

苔舌 半能 (水 位)	せん断力	有効高	せん断応力度(N	/mm ²)	補正係数		判
何里八忠(小 位)	S _h (kN)	d(cm)	計算值 τ 許容値 τal	許容值ta2	Ce	Cpt	定
常時1(空水位)	243.694	111.000	$0.220 \leq 0.36$	1.600			0
常時2(残留水位)	269.135	111.000	$0.242 \leq 0.36$	1.600			0
地震時1(空水位)	387.929	111.000	$0.349 \leq 0.47$	2.128			0
地震時2(LWL)	377.963	111.000	$0.341 \le 0.47$	2.128			0
施工時(施工時)	299.857	111.000	$0.270 \le 0.54$	2.400			\bigcirc

出典:調査団

B. つま先版

表 7.4.182 上流側右岸翼壁逆 Т部曲げ照査結果(つま先版)

古手 中能 (水 位)	М	х	圧縮応力度	(N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²)		
何里扒悲 (小 位)	(kN.m)	(cm)	計算値	許容値	計算値	許容値	定
常時1(空水位)	202.892	18.114	1.322 ≦	8.280	99.134 ≦	168.000	0
常時2(残留水位)	204.527	18.114	1.333 ≦	8.280	99.932 ≦	168.000	0
地震時1(空水位)	420.627	18.114	2.741 ≦	11.012	205.519 ≦	223.440	0
地震時2(LWL)	403.299	18.114	2.628 ≦	11.012	197.052 ≦	223.440	0
施工時(施工時)	235.807	18.114	1.537 ≦	12.420	115.216 ≦	252.000	0

出典:調査団

表 7.4.183 上流側右岸翼壁逆 T部せん断照査結果(つま先版 1/2H 位置)

古手中能 (水 位)	せん断力	有効高	i 効高 せん断応力度(N/mm ²)				補正係数			
何里扒您(小 111)	S _h (kN)	d'(cm)	計算值τ 許容値τal	許容值ta2	Ce	Cpt	Cdc	定		
常時1(空水位)	-47.880	169.000	$0.028 \leq 0.36$	1.600				0		
常時2(残留水位)	-27.632	169.000	$0.016 \le 0.36$	1.600				0		
地震時1(空水位)	-47.880	169.000	$0.028 \leq 0.47$	2.128				\bigcirc		
地震時2(LWL)	-28.330	169.000	$0.017 \leq 0.47$	2.128				0		
施工時(施工時)	-45.283	169.000	$0.027 \leq 0.54$	2.400				0		

7-610

C. かかと版

表 7.4.184 上流側右岸翼壁逆 T 部部曲げ照査結果(かかと版)

古中市 (ナ ゆ)	М	x	圧縮応力度	(N/mm ²)	引張応力度	判	
何里扒悲 (小 11)	(kN.m)	(cm)	計算値	許容値	計算値	許容値	定
常時1(空水位)	682.271	32.192	2.455 ≦	8.280	102.119 ≦	168.000	0
常時2(残留水位)	726.952	32.192	2.615 ≦	8.280	108.807 ≦	168.000	0
地震時1(空水位)	1084.581	32.192	3.902 ≦	11.012	162.335 ≦	223.440	0
地震時2(LWL)	1076.029	32.192	3.871 ≦	11.012	161.055 ≦	223.440	0
施工時(施工時)	758.285	32.192	2.728 ≦	12.420	113.497 ≦	252.000	0

出典:調査団

表 7.4.185 上流側右岸翼壁逆 T 部部せん断照査結果(かかと版 1/2H 位置)

芸玉 平能 (水 位)	せん断力	有効高	せん断応力度(N	衤	判			
何里扒悲 (小 位)	S _h (kN)	d'(cm)	計算值 τ 許容値 τ _{al}	許容值ta2	Ce	Cpt	Cdc	定
常時1(空水位)	184.464	181.000	$0.102 \le 0.36$	1.600				0
常時2(残留水位)	204.240	181.000	0.113 ≦ 0.36	1.600				0
地震時1(空水位)	620.801	181.000	$0.343 \leq 0.47$	2.128				0
地震時2(LWL)	608.518	181.000	$0.336 \le 0.47$	2.128				0
施工時(施工時)	250.648	181.000	$0.138 \leq 0.54$	2.400				0

出典:調査団

表 7.4.186 上流側右岸翼壁逆 T 部部せん断照査結果(かかと版杭位置 2)

古手中能 (水 位)	せん断力	有効高	せん断応力度(N/mm ²)	補正係数	数 判
何里扒悲 (小 位)	S _h (kN)	d'(cm)	計算值 τ 許容值 τ_{al} 許容值 τ_{a2}	Ce Cpt	Cdc 定
常時1(空水位)	-123.399	181.000	$0.068 \leq 0.36$ 1.600		0
常時2(残留水位)	-41.039	181.000	$0.023 \leq 0.36 1.600$		0
地震時1(空水位)	374.597	181.000	$0.207 \leq 0.47$ 2.128		0
地震時2(LWL)	418.056	181.000	$0.231 \leq 0.47$ 2.128		0
施工時(施工時)	-18.680	181.000	$0.010 \leq 0.54 2.400$		0

出典:調査団

(ii) L型部

L型部の計算結果を以降に示す。なお、計算結果のうち、赤線で囲ったケースが決定ケースである。

A. 竪壁基部

表 7.4.187 上流側右岸翼壁 L 型部曲げ照査結果(竪壁基部)

古香 华能(水 位)	M N		X	圧縮応力度	(N/mm ²)	引張応力度	判	
何里扒惡 (小 位)	(kN.m)	(kN)	(cm)	計算値	許容値	計算値	許容値	定
常時1(空水位)	692.875	0.000	26.616	4.827 ≦	8.280	137.724 ≦	168.000	0
常時2(残留水位)	712.110	0.000	26.616	4.961 ≦	8.280	141.547 ≦	168.000	0
地震時1(空水位)	1105.996	0.000	26.616	7.705 ≦	11.012	219.841 ≦	223.440	0
地震時2(LWL)	1080.940	0.000	26.616	7.530 ≦	11.012	214.860 ≦	223.440	0
施工時(施工時)	741.903	0.000	26.616	5.168 ≦	12.420	147.469 ≦	252.000	\bigcirc

出典:調査団

表 1.4.188 上流側右厈翼壁L型部せん断照査結果(竪壁基音

古田市 (水 位)	せん断力	有効高	せん断応力度(N/mm ²)	補正	係数	判
何里扒悲 (小 世)	S _h (kN)	d(cm)	計算值 τ 許容值 τ_{al} 許容值 τ_{a2}	Ce	Cpt	定
常時1(空水位)	282.806	111.000	$0.255 \leq 0.36 1.600$			0
常時2(残留水位)	308.249	111.000	$0.278 \leq 0.36 1.600$			0
地震時1(空水位)	444.371	111.000	$0.400 \leq 0.47 2.128$			0
地震時2(LWL)	434.144	111.000	$0.391 \leq 0.47 2.128$			0
施工時(施工時)	338.972	111.000	$0.305 \leq 0.54 2.400$			0

B. かかと版

表 7.4.189 上流側右岸翼壁 L型部曲げ照査結果(かかと版)

荷重状態(水 位)	М	х	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)		
	(kN.m)	(cm)	計算値	許容値	計算值	許容値	定
常時1(空水位)	692.875	31.960	2.550 ≦	8.280	105.223 ≦	168.000	0
常時2(残留水位)	712.110	31.960	2.621 ≦	8.280	108.144 ≦	168.000	0
地震時1(空水位)	1105.996	31.960	4.070 ≦	11.012	167.961 ≦	223.440	0
地震時2(LWL)	1080.940	31.960	3.978 ≦	11.012	164.156 ≦	223.440	0
施工時(施工時)	741.903	31.960	2.730 ≦	12.420	112.668 ≦	252.000	0

出典:調査団

表 7.4.190 上流側右岸翼壁 L 型部せん断照査結果(かかと版 1/2H 位置)

世 市 中 能 (水 (位)	せん断力	有効高	せん断応力度(N/mr	m ²)	袹	甫正係数	女	判
何里扒悲(小 位)	S _h (kN)	d'(cm)	計算值 τ 許容値 τ _{a1} 著	午容值t _{a2}	Ce	Cpt	Cdc	定
常時1(空水位)	131.877	178.500	$0.074 \le 0.36$	1.600				0
常時2(残留水位)	139.993	178.500	$0.078 \leq 0.36$	1.600				0
地震時1(空水位)	413.397	178.500	$0.232 \leq 0.47$	2.128				0
地震時2(LWL)	398.106	178.500	$0.223 \leq 0.47$	2.128				0
施工時(施工時)	176.263	178.500	$0.099 \leq 0.54$	2.400				0

出典:調査団

表 7.4.191 上流側右岸翼壁 L 型部せん断照査結果(かかと版杭位置)

世重中能 (水 位)	せん断力	有効高	せん断応力度(N/mm	n ²)	袹	甫正係券	攵	判
何里扒悲(小 111)	S _h (kN)	d'(cm)	計算值 τ 許容值 τ_{a1} 許	·容值τ _{a2}	Ce	Cpt	Cdc	定
常時1(空水位)	-143.259	178.500	$0.080 \leq 0.36$ 1	1.600				0
常時2(残留水位)	-59.016	178.500	$0.033 \leq 0.36$ 1	1.600				0
地震時1(空水位)	289.675	178.500	$0.162 \leq 0.47 \qquad 2$	2.128				0
地震時2(LWL)	330.070	178.500	$0.185 \le 0.47$ 2	2.128				0
施工時(施工時)	-28.157	178.500	$0.016 \leq 0.54 = 1$	1.600				0

出典:調査団

(e) 検討結果

構造計算の結果として配筋要領図を示す。図 7.4.121~図 7.4.122 に上流側右岸翼壁の配筋要 領を示す。詳細の構造計算結果については構造計算書に示す。



出典:調査団





出典:調査団

L型部のかかと版の主筋、圧縮筋は、

図 7.4.122 上流側右岸翼壁 配筋要領図(L型部)

8) 下流側水叩き

(a) 検討方針

下流側水叩きについては、杭に支持された梁としてモーメント及び軸力を求めて構造計算を 行う。下流側水叩きについては、水流直角方向が短辺方向となるため、水流直角方向に対して 構造計算を行う。



出典:調査団



(b) 検討ケース

検討ケースについては、下記のケースに対して計算を行う。

部材	位置	計算方向	ケース	ケース名	許容応力度の割増 係数
下流側水叩き工		水流直角方向	1	洪水時(本川 DFL 時)	1.0
	左右岸		2	施工時(1)	1.5
			3	施工時(2)	1.5
			4	施工時(3)	1.5
	中央	水流直角方向	1	洪水時(本川 DFL 時)	1.0
			2	施工時(二重締切)	1.5
			3	施工時(1)	1.5
			4	施工時(2)	1.5
			5	施工時(3)	1.5

表 7.4.192 荷重ケース一覧表

出典:調査団

(c) 荷重条件

荷重条件については、杭基礎の計算に用いた荷重条件を用いる。

次頁に設定した荷重図を示す。



下流側水叩き荷重図

7.4.124

Х

(d) 計算結果

(i) 下流側中央水叩きエ

下流側中央水叩き工の計算結果を表 7.4.193 に示す。なお、計算結果のうち、赤線で囲った ケースが決定ケースである。

衣 / 4,193 下流側中失水叩さ上曲け応力及照官指朱・	-覧表
-------------------------------	-----

		I	
部材名称 照査位置 荷重ケース名称	割増係数 断面力Myp(kNm) 断面力Mzp(kNm) 軸力N'(kN)	圧縮応力度 コンクリート σc'(N/mm ²) 鉄筋 σs'(N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²) 中立軸 x(m)角度 α(゜) 鉄筋 σs
底版 部材1 X = 1.100 case1 洪水時(本川DFL時)	1.000 0.0 -30.9 0.0	0.55 < 8.28 0.00 < 168.00	$\begin{array}{rrrr} x = -0.214, & \alpha = & 0 \\ 14.85 < & 168.00 \end{array}$
底版 部材2 X=0.000 case2 施工時2重締切	1.500 0.0 -346.9 0.0	6.17 < 12.42 0.00 < 252.00	$\begin{array}{c} x = -0.214, \alpha = 0 \\ 166.75 < 252.00 \end{array}$
底版 部材3 X=4.600 case2 施工時2重締切	1.500 0.0 -480.5 0.0	$\begin{array}{rrrr} 8.54 < & 12.42 \\ 0.00 < & 252.00 \end{array}$	$\begin{array}{c} x = -0.214, \alpha = & 0 \\ 230.94 < & 252.00 \end{array}$
底版 部材4 X=0.000 case1 洪水時 (本川DFL時)	1.000 0.0 -46.3 0.0	$0.82 < 8.28 \\ 0.00 < 168.00$	$\begin{array}{c} x = -0.214, \alpha = 0\\ 22.27 < 168.00 \end{array}$

出典:調査団

(ii) 下流側左右岸水叩きエ

下流側左右岸水叩き工の計算結果を表 7.4.194 に示す。なお、計算結果のうち、赤線で囲っ たケースが決定ケースである。

表 7.4.194	下流側左右岸水叩きエ曲げ応力度照査結果-	-覧表

部材名称 照査位置 荷重ケース名称	割増係数 断面力Myp(kNm) 断面力Mzp(kNm) 軸力N'(kN)	圧縮応力度 コンクリート σc'(N/mm ²) 鉄筋 σs'(N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²) 中立軸 x(m)角度 α(°) 鉄筋 σs
底版 部材1 X = 1.100 case1 洪水時(本川DFL時)	1.000 0.0 -30.9 0.0	0.65 < 8.28 0.00 < 168.00	$\begin{array}{c} x = -0.182, \alpha = 0 \\ 22.48 < 168.00 \end{array}$
底版 部材2 X = 0.000 case1 洪水時(本川DFL時)	1.000 0.0 -211.3 0.0	$\begin{array}{rrr} 4.45 < & 8.28 \\ 0.00 < & 168.00 \end{array}$	$\begin{array}{ll} x = -0.182, & \alpha = & 0 \\ 153.77 < & 168.00 \end{array}$
底版 部材3 X = 4.713 case1 洪水時(本川DFL時)	1.000 0.0 -211.3 0.0	4.45 < 8.28 0.00 < 168.00	$\begin{array}{c} x = -0.182, \alpha = 0 \\ 153.77 < 168.00 \end{array}$
底版 部材4 X=0.000 case1 洪水時(本川DFL時)	1.000 0.0 -46.3 0.0	0.98 < 8.28 0.00 < 168.00	$\begin{array}{c} x = -0.182, \alpha = 0\\ 33.72 < 168.00 \end{array}$

出典:調査団

(e) 検討結果

下流側水叩き工の計算結果として、配筋要領図を示す。



出典:調査団







9) 上流側水叩き

(a) 検討方針

上流側水叩きについては、杭に支持された梁としてモーメント及び軸力を求めて構造計算を 行う。上流側水叩きについては、水流直角方向に対して構造計算を行う。



図 7.4.127 下流側水叩き

(b) 検討ケース

検討ケースについては、下記のケースに対して計算を行う。

表	7.4.	195	荷重ケー	スー	·覧表
---	------	-----	------	----	-----

部材	位置	計算方向	ケース	ケース名	許容応力度の割増 係数
上流側水叩き工	左岸	水流直角方向	1	洪水時(支川 DFL 時)	1.0
	中央	水流直角方向	1	洪水時(支川 DFL 時)	1.0
			2	施工時(二重締切)	1.5
	右岸	水流直角方向	1	洪水時(支川 DFL 時)	1.0

出典:調査団

(c) 荷重条件

荷重条件については、杭基礎の計算に用いた荷重条件を用いる。

次頁に設定した荷重図を示す。





上流側水叩き荷重図

図 7.4.128

(d) 計算結果

(i) 上流側中央水叩きエ

上流側中央水叩き工の計算結果を表 7.4.196 に示す。なお、計算結果のうち、赤線で囲った ケースが決定ケースである。

表	7.4.196	上流側中央水叩きエ曲げ応力度照査結果-	-覧表
~			202

部材名称 照査位置 荷重ケース名称	割増係数 断面力Myp(kNm) 断面力Mzp(kNm) 軸力N'(kN)	圧縮応 コンクリート 鉄筋	力度 σc'(N/mm ²) σs'(N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²) 中立軸 x(m)角度 α(°) 鉄筋 σs
底版 部材1 X = 1.100 case1 洪水時(本川DFL時)	1.000 0.0 -30.9 0.0	0.55 < 0.00 <	8.28 168.00	$\begin{array}{rrrr} x = -0.214, & \alpha = & 0 \\ 14.85 < & 168.00 \end{array}$
底版 部材2 X=0.000 case2 施工時2重締切	1.500 0.0 -346.9 0.0	6.17 < 0.00 <	12.42 252.00	$\begin{array}{ccc} x = -0.214, & \alpha = & 0 \\ 166.75 < & 252.00 \end{array}$
底版 部材3 X=4.600 case2 施工時2重締切	1.500 0.0 -480.5 0.0	8.54 < 0.00 <	12.42 252.00	$\begin{array}{ccc} x = -0.214, & \alpha = & 0 \\ 230.94 < & 252.00 \end{array}$
底版 部材4 X=0.000 case1 洪水時(本川DFL時)	1.000 0.0 -46.3 0.0	0.82 < 0.00 <	8.28 168.00	$\begin{array}{ccc} x = -0.214, & \alpha = & 0\\ 22.27 < & 168.00 \end{array}$

出典:調査団

(ii) 上流側左岸水叩きエ

上流側左岸水叩き工の計算結果を表 7.4.197 に示す。なお、計算結果のうち、赤線で囲った ケースが決定ケースである。

部材名称 照査位置 荷重ケース名称	割増係数 断面力Myp(kNm) 断面力Mzp(kNm) 軸力N'(kN)	圧縮応力度 コンクリート σc'(N/mm ²) 鉄筋 σs'(N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²) 中立軸 x(m)角度 α(°) 鉄筋 σs
底版 部材1 X = 1.100 case1 洪水時(支川DFL時)	1.000 0.0 -24.9 0.0	0.85 < 8.28 0.00 < 168.00	$\begin{array}{ccc} x = -0.119, & \alpha = & 0\\ 51.77 < & 168.00 \end{array}$
底版 部材2 X=0.000 case1 洪水時(支川DFL時)	1.000 0.0 -53.5 0.0	$\begin{array}{rrr} 1.83 < & 8.28 \\ 0.00 < & 168.00 \end{array}$	$\begin{array}{ll} x = -0.119, & \alpha = & 0 \\ 111.16 < & 168.00 \end{array}$
底版 部材3 X = 2.900 case1 洪水時(支川DFL時)	1.000 0.0 -53.5 0.0	$\begin{array}{rrr} 1.83 < & 8.28 \\ 0.00 < & 168.00 \end{array}$	$\begin{array}{ll} x = -0.119, & \alpha = & 0 \\ 111.16 < & 168.00 \end{array}$
底版 部材4 X = 0.000 case1 洪水時(支川DFL時)	1.000 0.0 -37.4 0.0	$\begin{array}{ccc} 1.28 < & 8.28 \\ 0.00 < & 168.00 \end{array}$	$\begin{array}{c} x = -0.119, \alpha = 0\\ 77.66 < 168.00 \end{array}$

表 7.4.197 上流側左岸水叩き工曲げ応力度照査結果一覧表

出典:調査団

(iii) 上流側右岸水叩きエ

上流側右岸水叩き工の計算結果を表 7.4.198 に示す。なお、計算結果のうち、赤線で囲った ケースが決定ケースである。

部材名称 照査位置 荷重ケース名称	割増係数 断面力Myp(kNm) 断面力Mzp(kNm) 軸力N'(kN)	圧縮応力度 コンクリート σc'(N/mm ²) 鉄筋 σs'(N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²) 中立軸 x(m)角度 α(°) 鉄筋 σs
底版 部材1 X = 1.100 case1 洪水時(支川DFL時)	1.000 0.0 -25.1 0.0	0.70 < 8.28 0.00 < 168.00	$\begin{array}{ccc} x = -0.139, & \alpha = & 0\\ 34.79 < & 168.00 \end{array}$
底版 部材2 X = 0.000 case1 洪水時(支川DFL時)	1.000 0.0 -104.9 0.0	2.93 < 8.28 0.00 < 168.00	$\begin{array}{ccc} x{=}\ -0.139, & \alpha{=} & 0\\ 145.58 < & 168.00 \end{array}$
底版 部材3 X = 3.800 case1 洪水時(支川DFL時)	1.000 0.0 -104.9 0.0	2.93 < 8.28 0.00 < 168.00	$\begin{array}{ccc} x = -0.139, & \alpha = & 0 \\ 145.58 < & 168.00 \end{array}$
底版 部材4 X = 0.000 case1 洪水時(支川DFL時)	1.000 0.0 -37.6 0.0	$\begin{array}{rrr} 1.05 < & 8.28 \\ 0.00 < & 168.00 \end{array}$	$\begin{array}{ccc} x = -0.139, & \alpha = & 0\\ 52.19 < & 168.00 \end{array}$



(e) 検討結果

上流側水叩き工について、配筋要領を示す。



出典:調査団





出典:調査団

図 7.4.130 上流側左岸水叩き配筋要領図



```
出典:調査団
```

図 7.4.131 上流側右岸水叩き配筋要領図

7.4.2.3 本体工(L2 耐震設計)

(1) 設計基準

フィリピンでは河川構造物の地震時の最新の設計手法が未確立で、Phase-I~III での護岸設計では 我が国の既往の設計手法(レベル1 対応のみ)を採用したが、DPWH は本事業において我が国の 最新の設計手法の導入を高く期待している。一方、2013 年にフィリピン国では、橋梁の耐震設計に 関する基準書「DPWH LRFD Bridge Seismic Design Specifications(以下「BSDS」という)」(DPWH) が発行された。BSDS では、レベル2 地震動への対応について記載されており、同基準書発行後に 設置される新設橋梁はレベル2 地震動を考慮した設計をすることになっている。

レベル1 地震動とレベル2 地震動に関して BSDS では以下のように記述されており、日本にお けるレベル1 地震動とレベル2 地震動の区分けと比較して、目的とする部分は共通しているとい える。

Level 1 Earthquake Ground Motion – The design earthquake considering seismic hazard from small to moderate earthquakes with high probability of occurrence during the bridge service life (taken as 100-year return), for seismic serviceability design objective to ensure normal bridge functions.

レベル1 地震動-通常の橋梁の機能を確保する耐震保守設計を目的とした、橋梁の供用期間中に高い確率(100年確率)で発生する小から中規模の地震による災害を考慮した設計地震

Level 2 Earthquake Ground Motion – The design earthquake considering a seismic hazard corresponding to an earthquake with a return period event of 1,000 years (seven percent probability of exceedance in 75 years), for life safety performance objective under a large earthquake.

レベル 2 地震動-大規模地震下において生命を守ることを目的とした、1000 年確率(75 年確率を超えるもののうち 7%) で発生する地震による災害を考慮した設計地震

出典:BSDS, DPWH, P2-2

BSDS は日本の最新の河川構造物設計を準用可能な基本的ガイドラインであるため、円借款事業 として BSDS と我が国の「河川構造物の耐震性能照査指針(案)・同解説(以下「耐震指針(案)」と いう)」を基準に設計を行う。 参考図書を表 7.4.199 に示す。

No.	図書名	発行年	出版元
1	LRFD Bridge Seismic Design Specifications	2013	DPWH
2	河川構造物の耐震性能照査指針(案)・同解説 I.共通編	2012	日本
3	河川構造物の耐震性能照査指針(案)・同解説 Ⅱ.堤防編]]	11
4	河川構造物の耐震性能照査指針(案)・同解説]]	11
	III.自立式構造の特殊堤編		
5	河川構造物の耐震性能照査指針(案)・同解説]]	11
	IV.水門・樋門及び堰編		
6	柔構造樋門設計の手引き	1998	(財)国土開発技術研究センター
$\overline{0}$	道路橋示方書・同解説 I共通編, IV下部構造編	2012	(社)日本道路協会
8	道路橋示方書·同解説 V耐震設計編	2002	国土交通省 河川局治水課

表 7.4.199 参考図書

出典:調査団

(2) 耐震設計条件

1) 耐震性能の設定

『耐震指針(案)共通編』では、耐震性能の照査の基本として以下のことが明記されている。

河川構造物の耐震性能の照査においては、河川構造物の耐震性能及び耐震性能の照査に用いる地 震動を適切に設定するとともに、適切な耐震性能の照査方法を用いるものとする。⁹

ここでは、耐震性能、耐震性能の照査に用いる地震動、耐震性能の照査方法について設定する。 水門及び堰についての耐震性能は、『耐震指針(案)水門・樋門及び堰編』では、表 7.4.200のよう に設定されている。また、耐震性能は、治水上又は利水上重要な水門・堰については耐震性能 2 を、それ以外の水門については耐震性能 3 を確保するものとするとされている。

今回設計する MCGS は、治水上重要な施設と考え、保有すべき耐震性能は"耐震性能 2"とする。

耐震性能	求められる性能
耐震性能1	地震によって水門・樋門又は堰としての健全性を損なわない性能
耐震性能2	地震後においても、水門・樋門又は堰としての機能を保持する性能
耐震性能3	地震による損傷が限定的なものにとどまり、水門・樋門又は堰としての
	機能が速やかに行い得る性能

表 7.4.200 耐震性能

出典:耐震指針(案)・同解説 IV.水門・樋門及び堰編

[,]河川構造物の耐震性能照査指針(案)・同解説 Ⅰ.共通編

2) 水位条件

L2 地震時の水位条件は、7.4.2.2(1)1)(b)に示す本体工安定計算の地震時の水位を採用する。概略 図を表 7.4.201 に示す。





出典:調査団

3) 荷重条件

L2 地震時においては、7.4.2.2(1)1)(a)に示す表 7.4.202の荷重ケースのうち、地震時のケースに示される荷重を考慮する。

表 7.4.202 荷重ケースー覧表(常時・L1 地震時・施工時)



出典:調査団

L2 地震時で考慮する荷重

次頁以降に以下の荷重図を示す。



出典:調査団

図 7.4.132 水流方向荷重図(1/2)(上流→下流方向載荷)



図 7.4.133 水流方向荷重図(2/2)(上流←下流方向載荷)



出典:調査団

図 7.4.134 水流直角方向荷重図(1/3)(端堰柱(陸側→川側方向載荷))



図 7.4.135 水流直角方向荷重図(2/3)(端堰柱(陸側←川側方向載荷))



出典:調査団

図 7.4.136 水流直角方向荷重図(3/3)(中央堰柱)

(3) 検討手法

検討手順を図 7.4.137 に示す。



図 7.4.137 検討手順

(4) 照査内容

1) 地盤種別の算定

Cainta 水門位置の地層縦断図を図 7.4.138、Soil Profile を図 7.4.139 に示す。工学的基盤面は N 値 50 の As2 層上面とする。



図 7.4.138 地盤条件入り一般図



図 7.4.139 Soil profile representing BH-CO1, BH-CO2, BH-CO3 地盤種別については、BSDSの以下の記載に基づき、算定した。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}}$$

ここで、 Vsi:初期せん断弾性波速度

砂質土層 Vs=80N1/3、粘性土層 Vs=100N1/3

N :各地層のN値

i:i番目の土層の番号

地盤種別	地盤の特性値 T _G (s)
I種	$T_G \leq 0.2$
II 種	$0.2 < T_G \leq 0.6$
III 種	$0.6 < T_{G}$

出典:BSDS, DPWH, P3-29

地盤種別の算定結果を表 7.4.203 に示す。算定に当たっては、BSDS の以下の記載に基づき平均 N 値からせん断弾性波速度 Vs を算定した。



地盤種別を算定した結果、地盤の特性値 TG=0.88s≥0.6s となることから、Ⅲ 種地盤に該当することを確認した。

地盤種	類	標高 (m)	層厚 (m)	N值	Vsi (m/s)	Hi/Vsi
砂質土	As1	9.45	3.00	0	50	0.0600
粘性土	Ac1	6.45	3.19	1	100	0.0319
粘性土	Ac2	3.26	2.00	11	222	0.0090
粘性土	Ac2	1.26	2.00	2	126	0.0159
粘性土	Ac1	-0.74	0.41	8	200	0.0021
粘性土	Ac1	-1.15	3.59	8	200	0.0180
粘性土	Ac2	-4.74	3.00	16	252	0.0119
砂質土	As2	-7.74	3.00	26	237	0.0127
粘性土	Ac2	-10.74	14.00	20	271	0.0517
粘性土	Ac2	-24.74	2.00	34	324	0.0062
		-26.74				
1			16.00			
$4\Sigma H/V$						0.8776
		地盤種別			Ⅲ種	地盤

表 7.4.203 地盤種別算定結果

2) 液状化判定

BSDS の以下の記載に示す地盤については、液状化判定を実施する必要がある。

1) 地下水位が現地盤面から10m以内にあり、かつ、現地盤面から20m以内の深さに存在す る飽和土層

2) 細粒分含有率 FC が 35%以下の土層、又は、FC が 35%を超えても塑性指数 I_P が 15 以下の土層

3) 平均粒径 D50 が 10mm 以下で、かつ、10%粒径 D10 が 1mm 以下である土層

出典:BSDS, DPWH, P6-3 を調査団仮訳

7.4.2.1(2)に示す液状化検討の結果、L2 地震時においては、図 7.4.140 に示す位置で FL 値≦1.0 以下となった。各ボーリングにおける詳細な結果については、表 7.4.7~表 7.4.9 に示した。



出典:調査団

図 7.4.140 L2 液状化判定結果

杭基礎の設計にあたっては、D0-BH-C03のボーリングを用いる。D0-BH-C03において、ボーリ ング天端から深度-17mの位置の砂層で液状化しており、FL値は 0.496~0.580 となっている。 また、表 7.4.9に示す通り、R=R=0.368~0.497 である。杭基礎の設計に当たっては、「道路橋示 方書・同解説 V耐震設計編」の以下の記載に基づき、深度 10m<x≦20m、1/3<FL≦2/3、0.3< Rに適合する低減係数 DE=2/3 を考慮する。

	地表面からの	動的せん	断強度比 R
F _L の範囲	深度x(m)	<i>R</i> ≤0.3	0.3 <r< th=""></r<>
	$0 \le x \le 10$	0	1/6
$F_L \leq 1/3$	$10 < x \le 20$	1/3	1/3
	$0 \le x \le 10$	1/3	2/3
$1/3 < F_L \le 2/3$	$10 < x \le 20$	2/3	2/3
日は夏福沢全さ	$0 \le x \le 10$	2/3	1
$2/3 < F_L \leq 1$	$10 < x \le 20$	1	1

出典:「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」(平成 24 年 3 月)、p142 および BSDS, P6-8

3) 門柱・堰柱の照査

(a) 解析モデル図

解析モデルは端堰柱及び中央堰柱それぞれについて、非線形性を考慮した3次元の梁要素モデルを作成した。梁要素をソリッド表示したモデル図及びフレーム表示したモデル図を図 7.4.141~図 7.4.144 に示す。



出典:調査団

図 7.4.141 端堰柱解析モデル図 (ソリッド要素)



出典:調査団

図 7.4.142 解析モデル図(骨組み表示)



(b) 作用荷重の算定

(i) 概要

門柱・堰柱の照査に当たって、考慮する荷重を以下に示す。

A. 死荷重

死荷重として、以下の重量を考慮する。

- ・部材自重
- ・上屋自重
- ・シンダーコンクリート自重
- ・ゲート自重
- ・管理橋自重
- ·螺旋階段自重

自重の作用図を図 7.4.145 に示す。



出典:調査団

図 7.4.145 自重作用図

上屋自重は端堰柱・中央堰柱とも、700kN とする。代表例として、端堰柱の荷重図を図 7.4.146 に示す。



出典:調査団

図 7.4.146 上屋自重作用図(端堰柱)

シンダーコンクリート自重は端堰柱・中央堰柱とも、厚さが 20cm であることから、以下 の通り算定した。

 $W{=}23.5{*}6.75{*}7.80{*}0.20 = 247.46\,\mathrm{k\,N}$

代表例として、端堰柱における荷重図を図 7.4.147 に示す。



出典:調査団

図 7.4.147 シンダーコンクリート自重作用図(端堰柱)

管理橋自重は、1 支承あたり 262.5kN (1 支点あたり 262.5×8=2,100kN) として作用させる。作用図を図 7.4.148 に示す。



(中央堰柱)

(端部堰柱)

出典:調査団

図 7.4.148 管理橋自重作用図

螺旋階段自重は、端堰柱・中央堰柱とも、1箇所あたり200kNとして作用させる。代表例 として、端堰柱の作用図を図 7.4.149に示す。



出典:調査団

図 7.4.149 螺旋階段自重作用図

B. 慣性力

前項で示した死荷重に設計水平震度を乗じた地震時慣性力を作用させる。なお、ゲートの 慣性力は、ゲート位置に作用させる。荷重作用図(設計水平震度 kh は単位当り(1.0 層相 当)を以下に示す。



図 7.4.151 水流直角方向慣性力作用図

C. 地震時土圧

「河川構造物の耐震性能照査指針・同解説 I.共通編」に準拠して、水流直角方向載荷時 における端堰柱の地震時土圧を算定する。

設計水平震度は、III 種地盤であることから、7.4.2.3(4)3)(b)(ii)で示す通り、khg=0.47 とする。

地震時主働土圧係数については、背面が土とコンクリートの場合で、「砂質土」と想定さ れるため、以下の通り算定した。

地震時土圧については、以下の式により算定する。 $PEA = \gamma \cdot x \cdot KEA + q' \cdot KEA$ PEA : 地震時主働土圧強度 (kN/m2) ここに、 γ : 土の単位体積重量(kN/m2) q': 地震時の地表面載荷荷重(kN/m2) ① レベル2 地震時 3.73 kN/m² aL0 =5.0 \times 0.745 地下水位 $0.745 \times 19.00 \times 7.100$ 104.23 kN/m² qL1 =3.73 + 底版上 aL2 = 104.23 + $0.745 \times 10.20 \times 2.550$ 123.61 kN/m²

上記、地震時土圧は、以下の通り作用させる。なお、地震時の増分は、陸側→川側載荷時 のみ作用させる。

地震時土圧=常時土圧+地震時の増分

常時土圧分については、kEA=0.24+1.08・khgのkhgを0とした場合の数値とし、以下の 通り算定した。

 地震時の増分については、地震時主働土圧から常時主働土圧分を差し引いた値として、以 下の通り算定した。

qL0 =	3.73	\times	31.000	_	37.20	=	78.43	kN/m^2
qL1 =	104.23	\times	31.000	_	1040.86	=	2190.27	kN/m^2
qL2 =	123.61	\times	31.000	_	1234.37	=	2597.54	kN/m^2
							4	



. 出典:調査団

図 7.4.152 端堰柱の水流直角方向載荷時における常時土圧作用図



. 出典:調査団

図 7.4.153 端堰柱の水流直角方向(陸側→川側)における土圧増分の作用図

D. 地震時動水圧

地震時動水圧については、「地震時保有水平耐力法に基づく水門・堰の耐震性能照査に関 する計算例、平成20年3月、独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ(振動)」に記載 の動水圧にて載荷を行う。

水位高さは以下の通りとする。

水位高さh=W.L.+11.30m- 底版上端高E.L.+8.750m=2.55m

地震時動水圧の影響は、地震時動水圧が作用する部位に付加質量を与えることによって 模擬することができる。河川構造物の耐震性能照査指針、I編 式(解 5.5.1)に基づき、地 震時動水圧を模擬するための付加質量 md(t/m)は次式により算出される。

$$m_d = \int_{h_1}^{h_2} \frac{7}{8} \frac{\gamma_w}{g} b \sqrt{H \cdot h} dh = \frac{7}{12} \frac{\gamma_w}{g} b \left(\sqrt{H \cdot h_2^3} - \sqrt{H \cdot h_1^3} \right)$$

算定結果を表 7.4.204 に示す。

		算定値			
項目	単位	水流方向	水流直角 方向		
md	t	11.4	117.6		
γw	kN/m^3	9.80			
g	m/s^2	9.80			
b	m	3.000	31.000		
Н	m	2.550			
h1	m	0.000			
h2	m	2.550			
作用点(荷重重心高)	m	1.02			

表 7.4.204 地震時動水圧算定結果

. 出典:調査団
(ii) 設計水平震度

設計水平震度については、BSDSの以下の記載に基づき、設定する。

The five-percent-damped-design response spectrum shall be taken as specified in Figure 3.6.1-1. This spectrum shall be calculated using the mapped peak ground acceleration coefficients and the spectral acceleration coefficients from Figures 3.4.1-1 to 3.4.1-6, scaled by the zero-, short-, and long-period site factors, F_{pga} , F_a , and F_v , respectively. $S_{DS} = F_a S_S$ Elastic Seismic Coefficient, Csm 弾性地震係数 $_{21} = FvS_1$ PGA0.2 S_{D1} 1.0 0 $T_s =$ S_{DS} $T_0 = 0.2T_s$ 。 Period, T_m(seconds) 設計応答スペクトル Figure 3.6.1-1 Design Response Spectrum 出典:BSDS, DPWH, P3-36



上記に示す PGA、Ss 及び S1 については、BSDS に示される図 7.4.155~図 7.4.157 の図に 基づき、以下の通り設定した。

PGA	: 0.6
Ss	: 1.2
\mathbf{S}_1	: 0.45



出典:BSDS, DPWH

図 7.4.155 L2 地震動加速度応答スペクトル係数 PGA (BSDS, p3-21)



出典:BSDS, DPWH

図 7.4.156 加速度応答スペクトル係数 S_s(BSDS 図 3.4.1-5)



出典:BSDS, DPWH

図 7.4.157 加速度応答スペクトル係数 S1(BSDS 図 3.4.1-5)

また、Cainta 水門の地盤は III 種地盤に該当する。設定した PGA、Ss 及び S₁より、F_{PGA}、 Fa 及び Fv について、BSDS の記載に基づき、以下の通り設定した。

F _{PGA}	: 0.78
Fa	: 0.82
Fv	: 2.4

ne she Factors beriod, short-per n the design resp Ground Types (S S ₁ in Figures 3.4. Table	F_{pga} , F_a and F_v iod range, and I ponse spectrum site Class) given .1-1 to 3.4.1-6 a 3.5.3-1 Values	specified in Ta ong-period rar of Article 3.6 n in Table 3.5. and Appendix s of Site Factor	ables 3.5.3-1, 3 age, respectivel of this Section 1-1 and the ma 3A and 3B. r, F_{pga} at Zero-1	 5.3-2, and 3.5 y for the elasti These factors pped values of Period on According 	5.3-3 shall be u c seismic respo shall be detern the coefficien eleration Spect	sed in the zero onse coefficien nincd using th ts <i>PGA</i> , <i>S_S</i> , an rum
Ground Type		Peak Gro	ound Accelerat	ion Coefficier	nt $(PGA)^1$	
(Site Class)	$PGA \le 0.10$	PGA = 0.20	PGA = 0.30	PGA=0.40	PGA = 0.50	$PGA \ge 0.80$
1	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0	1.0
II	1.6	1.4	1.2	1.0	0.9	0.85
III	2.5	1.7	1.2	0.9	0.8	0.75
Ground Type (Site Class)	5 < 0.25	Spectral Acce	eleration Coeff	icient at Perio	d 0.2 sec $(S_S)^{\dagger}$	g > 2.0
Ground Type (Site Class) I II III	$S_{s} \le 0.25$ 1.2 1.6 2.5	Spectral Acce $S_S = 0.50$ 1.2 1.4 1.7	Eleration Coeff $S_S = 0.75$ 1.1 1.2 1.2	icient at Perio $S_S = 1.00$ 1.0 0.9	Acceleration S d 0.2 sec $(S_S)^1$ $S_S = 1.25$ 1.0 0.9 0.8	$S_{S} \ge 2.0$ 1.0 0.85 0.75
Ground Type (Site Class) I II III Note: Use straight-line i Table 3.5	$S_{S} \leq 0.25$ 1.2 1.6 2.5 nterpolation for in .3-3 Values of	Site Factor, F_a Spectral Acces $S_S = 0.50$ 1.2 1.4 1.7 Intermediate value Site Factor, F_v	eleration Coeff $S_S = 0.75$ 1.1 1.2 1.2 es of S_S . , for Long-Peri	Tricient at Perio $S_S = 1.00$ 1.0 1.0 0.9 $Ss=1.2 \rightarrow Fa$ Tricient at Perio	Acceleration S d 0.2 sec $(S_S)^1$ $S_S = 1.25$ 1.0 0.9 0.8 a=0.82 Acceleration S	$S_{5} \ge 2.0$ 1.0 0.85 0.75 pectrum
Ground Type (Site Class) I III III Vote: Use straight-line i Table 3.5 Ground Type	$S_{S} \leq 0.25$ 1.2 1.6 2.5 nterpolation for in .3-3 Values of	Spectral Acce $S_S = 0.50$ 1.2 1.4 1.7 htermediate value Site Factor, F_v Spectral Acce	eleration Coeff $S_S = 0.75$ 1.1 1.2 1.2 es of S_S . , for Long-Peri eleration Coeff	Tricient at Perio $S_S = 1.00$ 1.0 1.0 0.9 $Ss=1.2 \rightarrow Fa$ Tricient at Perio	Acceleration S d 0.2 sec $(S_S)^1$ $S_S = 1.25$ 1.0 0.9 0.8 a=0.82 Acceleration S d 1.0 sec $(S_I)^1$	$S_{S} \ge 2.0$ 1.0 0.85 0.75 pectrum
Ground Type (Site Class) I II III Vote: Use straight-line i Table 3.5 Ground Type (Site Class)	$S_{S} \leq 0.25$ 1.2 1.6 2.5 nterpolation for in .3-3 Values of $S_{I} \leq 0.10$	Spectral Acce $S_S = 0.50$ 1.2 1.4 1.7 Intermediate value Site Factor, F_v Spectral Acce $S_I = 0.20$	eleration Coeff $S_S = 0.75$ 1.1 1.2 1.2 es of S_S . , for Long-Peri eleration Coeff $S_I = 0.30$	The relation of the relation	Acceleration S d 0.2 sec $(S_S)^1$ $S_S = 1.25$ 1.0 0.9 0.8 a=0. 82 Acceleration S d 1.0 sec $(S_I)^1$ $S_I = 0.50$	$S_{5} \ge 2.0$ 1.0 0.85 0.75 pectrum $S_{I} \ge 0.80$
Ground Type (Site Class) I III III Vote: Use straight-line i Table 3.5 Ground Type (Site Class) I	$S_{S} \leq 0.25$ 1.2 1.6 2.5 $3-3 \text{ Values of}$ $S_{I} \leq 0.10$ 1.7	Spectral Acce $S_S = 0.50$ 1.2 1.4 1.7 htermediate value Site Factor, F_v Spectral Acce $S_I = 0.20$ 1.6	eleration Coeff $S_S = 0.75$ 1.1 1.2 1.2 es of S_S . , for Long-Peri eleration Coeff $S_I = 0.30$ 1.5	Tricient at Perio $S_S = 1.00$ 1.0 1.0 0.9 $Ss=1.2 \rightarrow Fa$ Tricient at Perio $S_I = 0.40$ 1.4	Acceleration S d 0.2 sec $(S_S)^1$ $S_S = 1.25$ 1.0 0.9 0.8 a=0.82 Acceleration S d 1.0 sec $(S_I)^1$ $S_I = 0.50$ 1.4	$S_{5} \ge 2.0$ 1.0 0.85 0.75 pectrum $S_{I} \ge 0.80$ 1.4
Ground Type (Site Class) I III III Note: Use straight-line i Table 3.5 Ground Type (Site Class) I I	$S_S \le 0.25$ 1.2 1.6 2.5 nterpolation for in .3-3 Values of $S_I \le 0.10$ 1.7 2.4	Site Factor, F_a Spectral Acce $S_S = 0.50$ 1.2 1.4 1.7 Intermediate value Site Factor, F_v Spectral Acce $S_I = 0.20$ 1.6 2.0	eleration Coeff $S_S = 0.75$ 1.1 1.2 1.2 eleration Coeff S _I = 0.30 1.5 1.8	Treating the format of the format is the fo	Acceleration S d 0.2 sec $(S_S)^1$ $S_S = 1.25$ 1.0 0.9 0.8 a=0. 82 Acceleration S d 1.0 sec $(S_I)^1$ $S_I = 0.50$ 1.4 1.5	$S_S \ge 2.0$ 1.0 0.85 0.75 pectrum $S_I \ge 0.80$ 1.4 1.5

出典:BSDS、p3-32~33

設定した加速度スペクトルを図 7.4.158 に示す。また、地盤面の設計水平震度 khgL は以下の通りとなる。

khgL=Fpga
$$\times$$
PGA=0.78 \times 0.60=0.47



出典:調査団

図 7.4.158 Cainta 水門加速度スペクトル

(c) 固有周期の算定

端堰柱及び中間堰柱を対象として、固有値解析により水流方向及び水流直角方向の固有周期 を算定した。

端堰柱の固有値解析結果を図 7.4.159 に示す。水流方向については6次、水流直角方向は4次 モードが卓越した。いずれも低位のモードが卓越していることから、地震時保有水平耐力法に よる照査を行う。

Mode	Frequency F	Natural Period T	Stin	mulus Coeffic	ient	Effective	e Mass Ratio	o (%)	Mode Reduction Factor H
Order	(HZ)	(Sec)	X (Right Angle)	Y (Vertical)	Z (Water Flow)	Х	Y	Z	
1	0.772	1.295	42.39	-4.32	-1.56	30%	0%	0%	0.08474
2	0.871	1.148	-1.90	-3.82	-44.22	0%	0%	33%	0.09874
3	2.479	0.403	24.65	-5.40	0.06	10%	1%	0%	0.06027
4	4.057	0.246	-42.48	4.88	-0.95	30%	0%	0%	0.06704
5	4.456	0.224	2.45	1.84	25.76	0%	0%	11%	0.05757
6	4.924	0.203	-4.36	-5.20	56.92	0%	0%	55%	0.09372
7	5.702	0.175	-41.26	-12.38	-3.00	28%	3%	0%	0.08391
8	7.360	0.136	2.26	1.12	0.10	0%	0%	0%	0.05022
9	8.561	0.117	5.26	18.14	0.42	0%	6%	0%	0.05418
10	10.141	0.099	-0.08	-3.60	-0.16	0%	0%	0%	0.05009
11	11.864	0.084	0.77	-49.81	-0.48	0%	45%	0%	0.07124
12	13.045	0.077	-1.39	47.40	0.18	0%	41%	0%	0.07371
13	14.306	0.070	1.33	-9.81	-0.11	0%	2%	0%	0.05159
14	18.068	0.055	0.45	-5.58	0.02	0%	1%	0%	0.05079

表 7.4.205 端堰柱固有解析結果





水流方向 [6次モード]



出典:調査団

図 7.4.159 端堰柱固有解析結果

中間堰柱の固有値解析結果を表 7.4.206 に示す。水流方向は4次モード、水流直角方向は1次 モードが卓越する結果となった。端堰柱と同様、低次モードが卓越することから、地震時保有 水平耐力法による照査を行う。

Mode	Frequency F Natural Period T		Stimulus Coefficient		Effective Mass Ratio (%)			Mode Reduction Factor H	
Order	(HZ)	(Sec)	X (Right Angle)	Y (Vertical)	Z (Water Flow)	Х	Y	Z	
1	0.628	1.592	-45.02	0.00	0.00	39%	0%	0%	0.08959
2	0.658	1.520	0.00	-4.55	-43.83	0%	0%	39%	0.09916
3	2.382	0.420	-28.61	0.00	0.00	16%	0%	0%	0.05995
4	3.853	0.260	44.84	0.00	-0.05	39%	0%	0%	0.08132
5	3.884	0.257	0.05	-2.83	52.45	0%	0%	56%	0.09365
6	4.516	0.221	0.00	5.98	-16.37	0%	1%	5%	0.05714
7	5.225	0.191	-2.57	0.00	0.00	0%	0%	0%	0.05022
8	6.139	0.163	-17.01	0.00	0.00	6%	0%	0%	0.06508
9	8.321	0.120	1.60	0.01	0.00	0%	0%	0%	0.05032
10	9.276	0.108	1.54	-0.01	0.00	0%	0%	0%	0.05063
11	9.785	0.102	0.00	65.18	0.73	0%	98%	0%	0.09828
12	11.314	0.088	-2.46	0.00	0.00	0%	0%	0%	0.05183
13	16.590	0.060	0.88	0.00	0.00	0%	0%	0%	0.05060

表 7.4.206 中間堰柱固有值解析結果

凡例

:水流方向卓越モード

:水流直角方向卓越モード

出典:調査団



出典:調査団

図 7.4.160 中間堰柱固有解析結果

(d) 照査による評価式

(i) せん断耐力の算定式

せん断耐力 Ps は、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に示された次式より算出する。 Ps0 は式中の Cc=1.0 としたものである。

 $P_{s} = S_{C} + S_{S}$ $S_{C} = C_{C}C_{e}C_{pt}\tau_{c}bd$ $S_{S} = \frac{A_{w}\sigma_{sy}d(sin\theta + cos\theta)}{1.15a}$

ここに、

 $S_c: コンクリートが負担するせん断耐力(kN)$ $\tau_c: コンクリートが負担できる平均せん断応力度(N/mm²)$



前面圧縮筋・・被り120mm(門柱に合わせる) D16@250

いて、図 7.4.161 及び図 7.4.162 に示す配筋要領に基づき、せん断耐力を算定した結果を表 7.4.207 に示す。



出典:調査団

図 7.4.161 堰柱配筋要領



里字・堂時・ 1で決定 た配筋
青字:L2 照査を踏まえて変更した配筋

図 7.4.162 門柱配筋要領

	堰柱		門	柱	
項目	単位	水流方向	水流直角方向	水流方向	水流直角方向
		値	値	値	値
Ps	kN	38,035.2	42,045.2	5,182.6	3,055.1
Sc	kN	8045.2	13022.6	1,545.1	1,092.8
Ss	kN	29990.0	29022.6	3,637.5	2,360.5
τc	N/mm2	0.36	0.36	0.360	0.36
Aw	mm2	402.12	4021.2	804.2	402.12
σsy	N/mm2	415	415	415	415
b	m	2.25	28.0	3.0	1.8
d	m	31.0	3.0	1.88	2.44
Cc		0.8	0.8	0.8	0.8
Cdc		1	1	1	1
Cds		-	-	-	-
Ce		0.5	0.7	0.894	0.784
Cpt		0.801	0.769	1.064	1.102
CN		-	-	-	-
а	m	0.15	0.15	0.150	0.15
角度	0	90	90	90	90

表 7.4.207 せん断耐力算定結果

出典:調査団

(ii) 破壊形態の判定式

水門・堰の門柱・堰柱における耐震性能照査では、門柱や堰柱が被りうる破壊形態を明らか にし、破壊の形態に応じて耐震性能を満足するための補強・対策を講じる必要がある。従っ て、以下の関係式より破壊形態を判定する。

 $P_u \leq P_s$:曲げ破壊型 $P_s < P_u \leq P_{s0}$:曲げ損傷からせん断破壊移行型 $P_{s0} < P_u$: せん断破壊型

ここに、

- P_u:終局水平耐力(kN)
- P_s: せん断耐力 (kN)

Pso : 正負交番繰り返し作用の影響に関する補正係数を 1.0 として算出するせん断耐力

(iii) 地震時保有水平耐力法の算定式

地震時保有水平耐力は、以下の式によって求める。

 $k_h W \qquad \ \ \leq \ P_a$

ここに、

k_h :水平震度 W:構造物の(等価)重量 P_a:地震時保有水平耐力 地震時保有水平耐力 P_a は、破壊形態に応じて以下の通り算出する。

 Pa=Pu:曲げ破壊型(ただし Pc<Pu)</td>

 Pa=Pu:曲げ損傷からせん断破壊移行型

 Pa=Pso:せん断破壊型

ここに、

- Pa:地震時保有設計耐力(kN)
- **P**_c: ひびわれ水平耐力(kN)

破壊形態を問わず、P_a≧kheW が満足されれば、地震時保有水平耐力の照査はOK と判定される。地震時保有水平耐力の照査に必要な各定数は、それぞれ以下に示すとおり算出する。

A. 終局水平耐力 Pu

終局水平耐力 Pu は、損傷断面に生じる塑性ヒンジを考慮して、下式より算出する。

$$P_u = \frac{M_u}{h}$$

ここに、

Mu: 終局曲げモーメント (N・mm)h: 下端から上部構造の慣性力作用位置までの高さ (mm)

B. 設計水平震度 Khc

レベル2 地震動では、設計水平震度 khc は下式より算出する。

 $k_{hc} = C_s C_z k_{hc0}$

ここに、

Cs : 構造物特性補正係数

 $C_{z \, khc0}$: 固有値と設計応答スペクトルより算定される水平震度 $C_{S} = \frac{1}{\sqrt{2\mu_{a}-1}}$:構造物補正係数

ここに、

μ a :鉄筋コンクリート柱の許容塑性率
 μ a は破壊形態に応じて、以下により算出される。

【曲げ破壊型】

【曲げ損傷からせん断破壊移行型及びせん断破壊型】

 $\mu_a = 1.0$

表 7.4.208 曲げ破壊型と判定された鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率を算出する場合の安全係数

照査する耐震性能	タイプIの地震動に対する許容塑性率の 算出に用いる安全係数α	タイプIIの地震動に対する許容塑性率の 算出に用いる安全係数α
耐震性能 2	3.0	1.5

出典:道路橋示方書·同解説 V耐震設計編

C. 等価重量 ₩

等価重量 Wは、次式により算出する。

 $W=W_u+C_pW_p$

ここに、

- Cp :等価重量算出係数
- W_u:当該の柱が支持している上部構造の重量(N)
- W_p : 柱の重量 (N)

表 7.4.209 等価重量算出係数 Cp

曲げ破壊又は曲げ損傷から せん断破壊移行型	せん断破壊型
0.5	1.0

出典:道路橋示方書·同解説 V耐震設計編

(e) 残留変位の照査式

 $\delta_R \leq \delta_{Ra}$

ここに、

 δ_R :残留変位

δ_{Ra}: 許容残留変位 (δ_{Ra1} or δ_{Ra2})

 δ_{Ra1} :門柱・堰柱の許容残留変位(mm)で、原則として、扉体やローラ、戸当たり等との関係から定まるゲートの開閉を妨げない残留変位(図 8-2 参照)。

δ_{Ra2}:門柱・堰柱の許容残留変位(mm)で、門柱・堰柱の構造に応じて、堰柱又は門柱の下端から上部構造の慣性力の位置までの高さの 1/100 とする。

耐震性能2における残留変位は、扉体やローラ、戸当り等の関係から、「ゲートの開閉性から 決定される許容残留変位」を図 7.4.163 に示す式により算出する。同式による許容残留変位量 が h/100 よりも緩くなる場合は厳しい方の値を採用する。



出典:河川構造物の耐震性能照査指針(案)・同解説 W.水門・樋門及び堰編

図 7.4.163 ゲートの開閉を妨げない変形角(許容残留変形角)の算出方法)

許容残留変位の算定結果及び算定根拠を表 7.4.210 及び図 7.4.164 に示す。

表 7.4.210 許容残留変位算定結果					
項 目		単位	値	備考	
堰柱高	Н	m	9.650		
扉体高	h	m	7.310		
サイドローラー間隔	L	m	15.980		
戸当たり間隔	В	m	16.000		
許容残留角(計算値)	0Ra1	rad	0.011		
許容残留角(1/100)	0Ra2	rad	0.010		
許容残留角採用値	θRa	rad	0.010	θRa1 及び θRa2 のうち、小さい値	
許容残留変位	δRa	m	0.097	H•θRa	



出典:調査団

図 7.4.164 許容残留変位算定根拠

4) 門柱・堰柱の解析結果

(a) 設計水平震度の設定

設計水平震度の算定結果を表 7.4.211、加速度スペクトルに図示した結果を図 7.4.165 及び図 7.4.166 に示す。

	項目	固有周期 T(s)	設計 水平震度 khc0
治地子	水流方向	0.203	0.95
小而北医个土	水流直角方向	0.246	0.99
中間唱号	水流方向	0.257	0.99
中间堰性	水流直角方向	1.592	0.68

表	7.4.	211	設計水平震度算定結果
---	------	-----	------------









(b) 地震時保有水平耐力法による照査結果

端部堰柱における水流方向及び水流直角方向の地震時保有水平耐力法照査結果を表 7.4.212 及び表 7.4.213 に示す。図 7.4.167~図 7.4.168 に示す配筋要領で耐震性能を満足することを確 認した。なお、堰柱の水流方向はせん断破壊型となっている。一般に耐震設計では、曲げ破壊 型となるように設計するのが望ましいが、以下を考慮して、堰柱はせん断破壊型を許容する。

- 水流方向の有効高が大きく、せん断耐力に対して曲げ耐力が非常に大きく、曲げ破壊型にすることは合理的ではない。
- ・ 主たる塑性化部材は門柱であるが、門柱の設計水平震度 khc=0.57 において、十分なせん断 耐力を有している。

表 7.4.212 地震時保有水平耐力法による照査結果(端堰柱部・水流方向)

照查方向		正方向	負方向	正方向	負方向
主たる塑性化	部材	門柱	門柱	堰柱	堰柱
破壊形態の半	刂定		•		•
応答せん断力	S (kN)	4,531.1	4,531.1	58,240.6	58,240.6
せん断耐力	Ps (kN)	5,182.6	5,182.6	38,035.2	38,035.2
せん断耐力	Ps0 (kN)	5,568.9	5,568.9	40,046.5	40,046.5
判定式		S≦Ps	S≦Ps	Ps0 <s< td=""><td>Ps0<s< td=""></s<></td></s<>	Ps0 <s< td=""></s<>
破壊形態		曲げ破壊型	曲げ破壊型	せん断破壊型	せん断破壊型
地震時保有水平耐力法	生による照査		•		•
安全係数	α	1.5	1.5	1.5	1.5
許容塑性率	μα	1.871	1.870	1.000	1.000
構造物特性補正係数	cs	0.604	0.604	1.000	1.000
地域別補正係数	cz	1.00	1.00	1.00	1.00
設計水平震度の標準値	khc0	0.95	0.95	0.95	0.95
設計水平震度	khc	0.57	0.57	0.95	0.95
地震時保有水平耐力時 の設計水平震度	kha	1.40	1.40	1.38	1.38
照査結果		OK(khc≦kha)	OK(khc≦kha)	OK(khc≦kha)	OK(khc≦kha)
残留変位の照査					
残留変位	δR (mm)	0.0	0.0	0.0	0.0
最大応答塑性率	μrT	0.729	0.730	0.739	0.738
許容残留変位	δRa (mm)	90.0	90.0	96.5	96.5
照査結果		$OK(\delta Ra \ge \delta R)$	$OK(\delta Ra \ge \delta R)$	$OK(\delta Ra \ge \delta R)$	$OK(\delta Ra \ge \delta R)$

照査方向]	正方向	負方向	正方向	負方向
主たる塑性化	公部材	門柱	門柱	堰柱	堰柱
破壊形態の	判定				
応答せん断力	S (kN)	2,811.1	3,145.2	39,716.7	20,180.1
せん断耐力	Ps (kN)	3,453.3	3,453.3	42,045.2	42,045.2
せん断耐力	Ps0 (kN)	3,726.5	3,726.5	45,300.9	45,300.9
判定式		S≦Ps	S≦Ps	$S \leq Ps$	S≦Ps
破壊形態	40%	曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型
地震時保有水平耐力	法による照査				
安全係数	α	1.5	1.5	1.5	1.5
許容塑性率	μα	1.907	4.059	2.338	3.442
構造物特性補正係数	cs	0.596	0.375	0.522	0.412
地域別補正係数	cz	1.00	1.00	1.00	1.00
設計水平震度の標準値	khc0	0.990	0.990	0.990	0.990
設計水平震度	khc	0.59	0.40	0.52	0.41
地震時保有水平耐力時 の設計水平震度	kha	0.96	1.05	0.67	0.88
照査結果		OK(khc≦kha)	OK(khc≦kha)	OK(khc≦kha)	OK(khc≦kha)
残留変位の照査					
残留変位	δ R (mm)	6.1	0.0	7.1	1.6
最大応答塑性率	μrT	1.037	0.948	1.608	1.130
許容残留変位	δ Ra (mm)	90.0	90.0	96.5	96.5
照查結果		$OK(\delta Ra \ge \delta R)$			

表 7.4.213 地震時保有水平耐力法による照査結果(端堰柱部・水流直角方向)

出典:調査団

D25@125



凡例
黒字:常時・L1 で決定した配筋
青字:L2 照査を踏まえて変更した配筋

帯鉄筋 D16-4 本@150(水流) 帯鉄筋 D16-2 本@150(水流直角)

出典:調査団

図 7.4.167 端部堰柱門柱部配筋要領図



図 7.4.168 端部堰柱配筋要領図

中央堰柱における水流方向及び水流直角方向の地震時保有水平耐力法照査結果を表 7.4.214 及び表 7.4.215 に示す。図 7.4.169~図 7.4.170 に示す配筋要領で耐震性能を満足することを確 認した。なお、端堰柱部と同様、堰柱の水流方向はせん断破壊型となっている。一般に耐震設 計では、曲げ破壊型となるように設計するのが望ましいが、端堰柱部と同様、以下を考慮して、 堰柱はせん断破壊型を許容する。

- 水流方向の有効高が大きく、せん断耐力に対して曲げ耐力が非常に大きく、曲げ破壊型にすることは合理的ではない。
- ・ 主たる塑性化部材は門柱であるが、門柱の設計水平震度 kha=0.71 において、十分なせん断 耐力を有している。

照査方向		正方向	負方向	正方向	負方向
主たる塑性化語	形材	門柱	門柱	堰柱	堰柱
破壊形態の判	定				
応答せん断力	S (kN)	2,378.4	2,380.1	55,714.5	55,714.5
せん断耐力	Ps (kN)	2,560.9	2,560.9	43,478.1	43,478.1
せん断耐力	Ps0 (kN)	2,746.5	2,746.5	44,692.2	44,692.2
判定式		S≦Ps	S≦Ps	Ps0 <s< td=""><td>Ps0<s< td=""></s<></td></s<>	Ps0 <s< td=""></s<>
破壞形態		曲げ破壊型	曲げ破壊型	せん断破壊型	せん断破壊型
地震時保有水平耐力法	による照査		-		-
安全係数	α	1.5	1.5	1.5	1.5
許容塑性率	μα	1.468	1.467	1.000	1.000
構造物特性補正係数	cs	0.719	0.719	1.000	1.000
地域別補正係数	cz	1.00	1.00	1.00	1.00
設計水平震度の標準値	khc0	0.99	0.99	0.990	0.990
設計水平震度	khc	0.71	0.71	0.99	0.99
地震時保有水平耐力時の設 計水平震度	kha	1.53	1.53	1.60	1.60
照査結果		OK(khc≦kha)	OK(khc≦kha)	OK(khc≦kha)	OK(khc≦kha)
残留変位の照査					
残留変位	δ R (mm)	0.0	0.0	0.0	0.0
最大応答塑性率	μrΤ	0.709	0.709	0.690	0.690
許容残留変位	δ Ra (mm)	90.0	90.0	96.5	96.5
照査結果		$OK(\delta Ra \ge \delta R)$	$OK(\delta Ra \ge \delta R)$	$OK(\delta Ra \ge \delta R)$	$OK(\delta Ra \ge \delta R)$

表 7.4.214 地震時保有水平耐力法による照査結果(中央堰柱・水流方向)

出典:調査団

表 7.4.215 地震時保有水平耐力法による照査結果(中央堰柱・水流直角方向)

照查方向		正方向	負方向	正方向	負方向
主たる塑性化語	邻材	門柱	門柱	堰柱	堰柱
破壊形態の判	定				
応答せん断力	S (kN)	1,431.9	1,431.9	22,719.2	22,719.2
せん断耐力	Ps (kN)	1,816.2	1,816.2	25,776.5	25,776.5
せん断耐力	Ps0 (kN)	2,009.1	2,009.1	28,592.8	28,592.8
判定式		S≦Ps	S≦Ps	S≦Ps	S≦Ps
破壞形態		曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型
地震時保有水平耐力法	による照査				
安全係数	α	1.5	1.5	1.5	1.5
許容塑性率	μα	1.870	1.865	3.156	3.156
構造物特性補正係数	cs	0.604	0.605	0.434	0.434
地域別補正係数	cz	1.00	1.00	1.00	1.00
設計水平震度の標準値	khc0	0.680	0.680	0.680	0.680
設計水平震度	khc	0.41	0.41	0.40	0.40
地震時保有水平耐力時の設 計水平震度	kha	0.97	0.97	0.77	0.77
照査結果		OK(khc≦kha)	OK(khc≦kha)	OK(khc≦kha)	OK(khc≦kha)
残留変位の照査					
残留変位	δR(mm)	0.0	0.0	0.0	0.0
最大応答塑性率	μrT	0.745	0.745	0.890	0.891
許容残留変位	$\delta \operatorname{Ra}(\mathrm{mm})$	90.0	90.0	96.5	96.5
照査結果		$OK(\delta Ra \ge \delta R)$			



带筋 D16-2 本@150(水流、水流直角)

出典:調査団

図 7.4.169 中間堰柱門柱部配筋要領図



出典:調査団

図 7.4.170 中間堰柱配筋要領図

5) 杭基礎の照査

(a) 概要

杭基礎を対象として、地震時保有水平耐力法によりL2地震時の照査を行う。照査のフローを 図 7.4.171 に示す。



出典:BSDS.p5-15

図 7.4.171 杭基礎のL2照査フロー

(b) 準拠基準

以下の基準に準拠する。

- ・道路橋示方書I共通編(平成24年3月)
- ・道路橋示方書IIIコンクリート橋編(平成24年3月)
- ・道路橋示方書IV下部構造編(平成24年3月)
- ・道路橋示方書V耐震設計編(平成24年3月)
- ·杭基礎設計便覧(平成27年3月)
- ・道路橋の耐震設計に関する資料(平成9年3月)

(c) 使用材料および許容応力度

使用材料及び許容応力度を以下の通り設定した。

単位:N/mm²

No	宇宙反为	許容曲げ圧約	許容曲げ圧縮応力度 σ ca		脹応力度 σ ta	許容せん断応力度 ta		
INO	割瑁係剱	SKK400	SKK490	SKK400	SKK490	SKK400	SKK490	
1	1.00	140.00	185.00	140.00	185.00	80.00	105.00	

出典:道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 表-4.4.1

(d) 照查内容

(i) 端部堰柱

A. 計算条件

計算条件を以下に示す。

 杭種 	:鋼管杭
・施工工法	:打込み杭 (バイブロハンマ)
・杭頭接合条件	: 剛結・ヒンジ
・杭先端条件	: ヒンジ
・杭の種類	: 支持杭
杭の許容変位量 常時	: 10.0 (mm)
地震時	: 10.0 (mm)
・杭体のヤング係数	: $2.00 \times 10^{5} (\text{N/mm}^2)$
・杭本数	: 133 (本)
・杭径	: 600.0 (mm)
・外側腐食代	: 1.0 (mm)
・内側腐食代	: 0.0 (mm)
設計杭長,鋼管厚,材質	: 33.90 (m)
[第1断面: 6.90(m)	16.0 (mm) SKK400]
[第2断面: 27.00(m)	9.0 (mm) SKK400]

杭配置図及び側面図を図 7.4.172、土質定数一覧を表 7.4.216 に示す。





(b)側面図(橋軸直角方向)

出典:調査団

図 7.4.172 杭配置図及び側面図

層		層厚(m)		平均	α • Eo(kN/m ²)	γ(kN	⁷ /m ³)	$f(kN/m^2)$		液状化時の
No	層種	常時	地震時	N 値	常時	地震時	γ	γ'	f	fn	低減係数 D _E
1	粘性土	2.490	2.490	1.0	6,000	12,000	15.00	6.20	0.0	10.0	—
2	粘性土	2.000	2.000	11.0	30,800	61,600	17.00	8.20	110.0	110.0	
3	粘性土	2.000	2.000	2.0	6,000	12,000	16.00	7.20	0.0	20.0	_
4	粘性土	4.000	4.000	8.0	22,400	44,800	17.00	8.20	80.0	80.0	_
5	粘性土	3.000	3.000	16.0	44,800	89,600	18.00	9.20	150.0	150.0	
6	砂質土	3.000	3.000	26.0	72,800	145,600	20.00	11.20	52.0	52.0	2/3
7	粘性土	14.000	14.000	20.0	56,000	112,000	18.00	9.20	150.0	150.0	
8	粘性土	2.000	2.000	34.0	95,200	190,400	19.00	10.20	150.0	150.0	—
9	砂質土	1.410	1.410	50.0	140,000	280,000	21.00	12.20	100.0	100.0	—

表 7.4.216 土質定数一覧

B. 計算結果

水流方向の安定計算結果及び部材の照査結果を表 7.4.217 に示す。安定計算の結果、基礎 は降伏に達しておらず、耐震性能を満足する結果となった。

				応答塑性率の照査	変位の照査	
液状化	水位	判定	基礎の降伏	広答朔性率 許容朔性率	回転角 許容変位	
					(rad) (rad)	
無視	浮力無視	OK	基礎は降伏に達していない			
無視	浮力考慮	OK	基礎は降伏に達していない			
考慮	浮力無視	OK	基礎は降伏に達していない			
考慮	浮力考慮	OK	基礎は降伏に達していない			

表 7.4.217 水流方向安定計算結果(端部堰柱)

出典:調査団

水流方向において、部材(杭頭)の照査を行った結果を表 7.4.218 に示す。図 7.4.173 に 示す配筋諸元(D32-17本)において、杭頭曲げモーメントが仮想 RC 断面の降伏曲げモー メント My を下回り、耐震性能を満足することを確認した。

表 7.4.218 水流方向における部材の照査結果(端部堰柱)

			杭頭			
液状化	水位	判定	杭体 My,杭頭 M	仮想 RC 断面		
			(kN.m/本)	My(kN.m/本)		
無視	浮力無視	OK	421.62 ≦	983.40		
無視	浮力考慮	OK	421.62 ≦	983.40		
考慮	浮力無視	OK	421.62 ≦	983.40		
考慮	浮力考慮	OK	421.62 ≦	983.40		

※制限値に対して最も厳しい結果を示す

※杭のせん断照査は杭頭のせん断力の総和と杭頭のせん断耐力の総和を示す ※杭頭の照査は全ての杭が制限値を満足するとき OK と判断する

出典:調査団

なお、詳細な計算書については、構造計算書に示す。

水流直角方向の安定計算結果及び部材の照査結果を表 7.4.219 に示す。水流直角方向にお いても安定計算の結果、基礎は降伏に達しておらず、耐震性能を満足する結果となった。

		1					
液状化 水位				応答塑性率の照査		変位の照査	
	水位	判定	基礎の降伏	広 広 広 広 広 広 成 朝 杜 本	家	回転角	許容変位
					+	(rad)	(rad)
無視	浮力無視	OK	基礎は降伏に達していない			_	
無視	浮力考慮	OK	基礎は降伏に達していない			_	
考慮	浮力無視	OK	基礎は降伏に達していない			_	
考慮	浮力考慮	OK	基礎は降伏に達していない			_	

表 7.4.219 水流直角方向安定計算結果(端部堰柱)

出典:調査団

水流直角方向において、部材(杭頭・底版)の照査を行った結果を表 7.4.220 に示す。図 7.4.173 に示す杭頭の配筋諸元 (D32-17本)、図 7.4.174 に示す底版の配筋諸元 (張出部上側 D28@125、下側 D20@250) において、杭頭曲げモーメントが仮想 RC 断面の降伏曲げモー メント My を下回り、耐震性能を満足することを確認した。

表 7.4.220 水流直角方向における部材の照査(端部堰柱)

			杭頭	頂	底版	
液状化	水位	判定	杭体 My,杭頭 M	仮想 RC 断面	作用力	耐力
			(kN.m/本)	My(kN.m/本)	(kN.m,kN)	(kN.m,kN)
無相	河力無相	OV	272.00 <	082 40	①-2145.47	≧-3686.48
無免	仔刀恶忱	UK	372.90 ≧	983.40	② -844.50	≦ 1131.88
無相	河力去虐	OK	372.00 <	083 40	①-2145.47	≧-3686.48
7. DC	伊乃与愿	OK	372.90 ≧	965.40	② -844.50	\leq 1131.88
老虐	浮力無俎	OV	372.01 <	083 40	①-2145.47	≧-3686.48
行愿	于刀飛虎	UK	3/2.91 ≧	965.40	② -844.50	≦ 1131.88
老虐	浮力去虐	孚力考慮 OK	372.01 <	083 40	①-2145.47	≧-3686.48
考慮	仔儿考慮		572.91 ≧	70 5.4 0	② -844.50	≦ 1131.88

※制限値に対して最も厳しい結果を示す

※杭のせん断照査は杭頭のせん断力の総和と杭頭のせん断耐力の総和を示す

※杭頭の照査は全ての杭が制限値を満足するとき OK と判断する

※底版照査は、①曲げに対する照査、②はりとしてのせん断照査、③版としてのせん断照査を示す



出典:調査団





図 7.4.174 底版配筋要領図

(ii) 中央堰柱

A. 計算条件

計算条件を以下に示す。

・杭種		: 鋼管杭	
・施工工法		: 打込み	杭 (バイブロハンマ)
・杭頭接合条件		: 剛結・	ヒンジ
・杭先端条件		: ヒンジ	;
・杭の種類		: 支持杭	
・杭の許容変位量	常 時	: 10.0	(mm)
	地震時	: 10.0	(mm)
・杭体のヤング係数		: 2.0	$0 \times 10^{5} (N/mm^{2})$
・杭本数		: 68 (本	<) ()
・杭径		: 600.0	(mm)
・外側腐食代		: 1.0	(mm)
・内側腐食代		: 0.0	(mm)
 ・設計杭長,鋼管厚, 	材質	: 33.9	0 (m)
[第1断面: 6.90	(m)	16.0 (mm)	SKK400]
[第2断面: 27.00	(m)	9.0 (mm)	SKK400]

杭配置図及び側面図を図 7.4.175、土質定数一覧を表 7.4.221 に示す。





——— 設計地盤面(地震時) (b)側面図(橋軸直角方向)

出典:調査団

図 7.4.175 杭配置図及び側面図

層		層厚	Ī(m)	平均	α • Eo($\alpha \cdot \text{Eo}(kN/m^2)$		[/m ³)	f (kN	[/m ²)	液状化時の
No	層種	常時	地震時	N 値	常時	地震時	γ	γ'	f	fn	低減係数 D _E
1	粘性土	2.490	2.490	1.0	6,000	12,000	15.00	6.20	0.0	10.0	—
2	粘性土	2.000	2.000	11.0	30,800	61,600	17.00	8.20	110.0	110.0	—
3	粘性土	2.000	2.000	2.0	6,000	12,000	16.00	7.20	0.0	20.0	—
4	粘性土	4.000	4.000	8.0	22,400	44,800	17.00	8.20	80.0	80.0	
5	粘性土	3.000	3.000	16.0	44,800	89,600	18.00	9.20	150.0	150.0	—
6	砂質土	3.000	3.000	26.0	72,800	145,600	20.00	11.20	52.0	52.0	2/3
7	粘性土	14.000	14.000	20.0	56,000	112,000	18.00	9.20	150.0	150.0	—
8	粘性土	2.000	2.000	34.0	95,200	190,400	19.00	10.20	150.0	150.0	—
9	砂質土	1.410	1.410	50.0	140,000	280,000	21.00	12.20	100.0	100.0	—

表 7.4.221 土質定数一覧

B. 計算結果

水流方向の安定計算結果及び部材の照査結果を表 7.4.222 に示す。安定計算の結果、基礎 は降伏に達しておらず、耐震性能を満足する結果となった。

表 7.4.222 水流方向安定計算結果(中央堰柱)

				応答塑性率	『の照査	変位	の照査
液状化	水位	判定	基礎の降伏	応答朔性率 言	許容朔性率	回転角	許容変位
						(rad)	(rad)
無視	浮力無視	OK	基礎は降伏に達していない		-	_	
無視	浮力考慮	OK	基礎は降伏に達していない		-	_	
考慮	浮力無視	OK	基礎は降伏に達していない		-	_	<u></u>
考慮	浮力考慮	OK	基礎は降伏に達していない		-	_	<u></u>

出典:調査団

水流方向において、部材(杭頭)の照査を行った結果を表 7.4.223 に示す。図 7.4.176 に 示す配筋諸元(D32-17本)において、杭頭曲げモーメントが仮想 RC 断面の降伏曲げモー メント My を下回り、耐震性能を満足することを確認した。

表 7.4.223 水流方向における部材の照査結果(中央堰柱)

			杭國	頁
液状化	水位	判定	杭体 My,杭頭 M	仮想 RC 断面
			(kN.m/本)	My(kN.m/本)
無視	浮力無視	OK	751.05 ≦	862.00
無視	浮力考慮	OK	751.05 ≦	862.00
考慮	浮力無視	OK	751.05 ≦	862.00
考慮	浮力考慮	OK	751.05 ≦	862.00

※制限値に対して最も厳しい結果を示す

※杭のせん断照査は杭頭のせん断力の総和と杭頭のせん断耐力の総和を示す ※杭頭の照査は全ての杭が制限値を満足するとき OK と判断する

出典:調査団

なお、詳細な計算書については、構造計算書に示す。

水流直角方向の安定計算結果及び部材の照査結果を表 7.4.219 に示す。水流直角方向にお いても安定計算の結果、基礎は降伏に達しておらず、耐震性能を満足する結果となった。

				応答塑性率の照査	変位の照査
液状化	水位	判定	基礎の降伏	広	回転角 許容変位
					(rad) (rad)
無視	浮力無視	OK	基礎は降伏に達していない		
無視	浮力考慮	OK	基礎は降伏に達していない		
考慮	浮力無視	OK	基礎は降伏に達していない		
考慮	浮力考慮	OK	基礎は降伏に達していない		

表 7.4.224 水流直角方向安定計算結果

出典:調査団

水流直角方向において、部材(杭頭・底版)の照査を行った結果を表 7.4.220 に示す。図 7.4.176 に示す杭頭配筋諸元 (D35-12 本)、図 7.4.177 に示す底版の配筋諸元 (張出部上側 D20@250、下側 D25@250) において、杭頭曲げモーメントが仮想 RC 断面の降伏曲げモー メント My を下回り、耐震性能を満足することを確認した。

			杭頭	Į	底	版
液状化	水位	判定	杭体 My,杭頭 M	仮想 RC 断面	作用力	耐力
			(kN.m/本) M	ly(kN.m/本)	(kN.m,kN)	(kN.m,kN)
無相	浮力無相	OV	503.02 <	862.00	①-1,145.46	≧-1,352.84
700 JUL	子ノが応	UK	<i>393.92</i> ≧	802.00	2 1,340.39	\leq 2,503.16
無相	涇力去虐	OK	503.02 <	862.00	①-1,145.46	≧-1,352.84
700 JUL	伊乃方愿	OK	393.92 ≧	802.00	2 1,340.39	≦ 2,503.16
去虛	浮力無相	OK	503.02 <	862.00	①-1,145.46	≧-1,352.84
行愿		OK	575.72 ≡	802.00	2 1,340.39	≦ 2,503.16
去虐	河力去虐	OK	503.02 <	862.00	①-1,145.46	≧-1,352.84
气思	任月与思	UK	595.92 ≧	802.00	2 1,340.39	$\leq 2,503.16$

表 7.4.225 水流直角方向における部材の照査

※制限値に対して最も厳しい結果を示す

※杭のせん断照査は杭頭のせん断力の総和と杭頭のせん断耐力の総和を示す

※杭頭の照査は全ての杭が制限値を満足するとき OK と判断する

※底版照査は、①曲げに対する照査、②はりとしてのせん断照査、③版としてのせん断照査を示す 出典:調査団



出典:調査団

図 7.4.176 杭頭詳細図



出典:調査団

図 7.4.177 底版配筋要領図

7.4.2.4 管理橋詳細設計

基本設計で決定した Cainta 管理橋諸元に基づき構造計算を実施する。構造計算結果を以下より示す。なお、本管理橋については支間長が同じであるため、計算結果については共通となる。

(1) 主桁の設計

REFERENCE	D									
	VI. MOMENT AND SI	HEAR LOAD :								
	hand a straight									
	Unfactored M	foment :								
		-								
-		-	P.C.		MOMENT	er GIRDER				
		Location	DC	DW	Lane Load	Truck/Tanden	Permit	Wind Load	Fatigue Load	
		0.000	K.N-III	K.N-10	K.N-00	R.N-III	K.N-M	K.N-Ш	K.N-00	
		1 928	217.53	102.71	120.79	67.02	114.20	20.53	84.40	
		2.670	-317.33	-105,71	-139.78	115.95	-114.20	54.78	162.71	
		5.505	-752.43	-243.07	-327.60	-168 70	274.90	71.55	.226.24	
-		7 340	-861.46	.278 72	-375.65	-213.06	-338 58	82.05	-287 14	
		9.175	-899.58	-291.69	-393.12	-255 71	-368.28	85.86	-269.79	
-		11.010	-861.46	-278.72	-375.65	-242.85	-339.46	\$2.05	-233.34	
7		12.845	-752.43	-243.07	-327.60	-221.36	-305.35	71.55	-196.89	
		14.680	-568.34	-184.73	-248.98	-167.80	-236.66	54.38	-160.44	
		16.515	-317.53	-103.71	-139.78	-83.90	-123.10	30.53	-118.86	
1000 C		18.350	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Unfactored S	hear :								
					SHEAR pe	r GIRDER				
		Location	DC	DW	Lane Load	Truck/Tanden	Permit	Wind Load	Fatigue Load	
			KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	
		0.000	193.82	63.58	85.70	64.31	91.40	-18.72	82.33	
		1.835	156.42	50.87	68.56	30.35	41.28	-14.97	30.09	
		3.670	119.02	38.15	51.42	16.77	41.28	-11.23	30.09	
		5.505	81.62	25.43	34,28	-3.61	26.25	-7.49	30.09	
		7.340	38.76	12.72	17.14	-3.61	-3.82	-3.74	30.09	
		9.175	0.00	0.00	0.00	-11.80	-8.85	0.00	-22.16	
		11.010	-58.76	-12.72	-17.14	-11.80	-14.27	3.74	22.16	
		14.690	-81.02	-40,43	-34,28	-[1.80	-30.00	11.22	-27,20	
		14.000	-119.02	-30.12	-21.44	-11.60	-30,00	14.07	-24.77	
		19.350	102.92	62.59	95 70	-11.80	36.00	19.77	24.77	
-		10,350	-133.04	-03.50	405.10	-11.00	-30,00	10.72	-34.77	
	Factored Mo	ment :								
		1	M	OMENT per (ARDER (Streng	th I Limit State	*)			
		Load Factor	1.25	1.50	1.75	1.75	1.75	+ /+ ·		
			DC	DW	Lane Load	Truck/Tandem	IM	Total		
-		Location	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m		
		0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
		1.835	-396.91	-155.57	-244.61	-101.37	-33.45	-931.91		
		3.670	-710.43	-277.10	-435.71	-202.74	-66.91	-1692.89		
		5.505	-940.54	-364.61	-573.31	-295.23	-97.43	-2271.11		
		7.340	-1076.82	-418.08	-657.39	-372,86	-123.04	-2648.19		
		9.175	-1124.48	-437.53	-687.97	-447.50	-147.67	-2845.15		
		11.010	-1076.82	-418.08	-657.39	-424.98	-140.24	-2717.52		
		12.845	-940,54	-364.61	-573.31	-387.38	-127.84	-2393.67		
-		14.680	-710.43	-277.10	-435.71	-295.00	-96.91	-1813.81	-	
		10.515	-396.91	-155.57	-244.61	-140.83	-48,45	-992.37		
		18.330	0,00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	-		M	MENT ner (TRDER (Streng	th II Limit Stat	e)			
		Load Factor	125	1.50	135	1.35	135	1		
		Loud Factor	DC	DW	Lane Load	Permit	IM	Total		
		Location	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m		
		0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	
		1.835	-396.91	-155.57	-188.70	-78.20	-50.88	-870.26		
1 m m m m m m m m m m m m m m m m m m m		3.670	-710.43	-277.10	-336.12	-156.40	-94.10	-1574.15		
		5.505	-940.54	-364.61	-442.26	-227.75	-122.47	-2097.63	C	
		7.340	-1076.82	-418.08	-507.13	-287.63	-150.84	-2440.50		
		9.175	-1124.48	-437.53	-530.72	-345.21	-164.07	-2602.01		
-		11.010	-1076.82	-418.08	-507.13	-327.84	-151.23	-2481.11		
		12.845	-940.54	-364.61	-442.26	-298.84	-136.03	-2182.28		
		14,680	-710,43	-277,10	-336.12	-226,54	-105,43	-1655.62		
-		16,515	-396.91	-155.57	-188,70	-113,27	-54.84	-909.29		
		18,350	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
		1	OMENT	DDED -	A THILL R. C.	10				
-		Lord Posts	UNENT per GI	KDEK (Stren)	an III Limit Sta	(e)				
		Loau Pactor	1,43 DC	DW	Wind Lond	Total	-			
		Location	KN m	KNm	KN	KNm				
-		0.000	0.00	0.00	0.00	0.00				
		1.835	. 306.01	.155 57	42 74	-500.74				
-		3.670	-710.43	.277.10	76.13	-911.40				
		5.505	-940.54	-364.61	100.17	-1204.97				
7		7.340	-1076.82	-418.08	114.87	-1380.04				
		9.175	-1124.48	-437.53	120.21	-1441.80				
1		11.010	-1076.82	-418.08	114.87	-1380.04				
· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·		12.845	-940,54	-364.61	100.17	-1204.97				
		14.680	-710.43	-277.10	76.13	-911.40				
		16.515	-396.91	-155.57	42.74	-509.74				
		18,350	0.00	0.00	0.00	0.00				

			1111111	The second se	(Cronath 1: 1	CONTRACTOR OF A			
	Load Factor	1.25	1.50	1.35	L35	1.35	0.40		
	Location	DC	DW	Lane Load	Truck/Tanden	IM	Wind Load	Total	
	Location	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m	
	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	3 670	-390.91	-135.57	-188.70	-78.20	-25.81	21.75	-632.97	
	5.505	-940.54	-364.61	-442.26	-227.75	-75.16	28.62	-2021.70	
	7,340	-1076.82	-418,08	-507.13	-287,63	-94.92	32,82	-2351.76	
	9.175	-1124.48	-437.53	-530.72	-345.21	-113.92	34.35	-2517.51	
	11.010	-1076.82	-418.08	-507.13	-327,84	-108.19	32.82	-2405.25	
	12.845	-940.54	-364.61	-442.26	-298.84	-98.62	28.62	-2116.24	
	14.680	-710.43	-277.10	-336.12	-226.54	-74.76	21.75	-1603.19	
	18.350	-396.91	-135.57	-188./0	-115.27	-37.38	0.00	0.00	
	L'anna I	0.00	0.00	0.00	0.001	0.00			
				N	Ioment Diag	ram			
	2000								2.1
					-	-			
	2500			1	-	_	-		
	2900			11			1		
	2000			11			11		
	-		1	/			1	N	
	- 10M		11					11	
	00		11	-			-	11	
-	1000						~	1	
	1000		/					11	
	600		/						
	900	11						1	0
		1					_		
	0	0.00 1.84	3.67	5.51	7.34 9.18	11.01	12.85 1	1.68 16.52	18.25
					BRIDGE S	PAN			
	-								
Factored Shea	r:								
				-					
	-								
		\$	HEAR per GI	RDER (Strength	I Limit State)	1.00			
	Load Factor	1.25	HEAR per GI	RDER (Strength	Limit State)	L.75	Total		
	Load Factor Location	5 1.25 DC KN	HEAR per GI	RDER (Strength L75 Lane Load	I Limit State) 1.75 Fruck/Tanden KN	L75 IM	Total		
	Load Factor Location	\$ 125 DC KN 242.27	HEAR per GI 1.50 DW KN 95.37	RDER (Strength L.75 Lane Load KN 149.97	Limit State) L.75 Fruck/Tanden KN 112 55	L.75 IM KN 37.14	Total KN 637.30		
	Load Factor Location 0.000 1.835	\$ 125 DC KN 242.27 195.53	HEAR per GI 1.50 DW KN 95.37 76.30	RDER (Strength 1.75 Lane Load KN 149.97 119.97	1 Limit State) 1.75 Truck/Tanden KN 112.55 53.12	L.75 IM KN 37.14 17.53	Total KN 637.30 462.44		
	Load Factor Location 0.000 1.835 3.670	\$ 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78	HEAR per Gl 1.50 DW KN 95.37 76.30 57.22	RDER (Strength 1.75 Lane Load KN 149.97 119.97 89.98	1 Limit State) 1.75 Truck/Tanden KN 112.55 53.12 29.35	L75 IM KN 37.14 17.53 9.68	Total KN 637.30 462.44 335.01		
	Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505	\$ 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03	HEAR per Gl 1.50 DW KN 95.37 76.30 57.22 38.15	RDER (Strength 1.75 Lane Load KN 149.97 119.97 89.98 59.99	Limit State) 1,75 Truck/Tanden KN 112.55 53.12 29.35 -6.31	L.75 IM KN 37.14 17.53 9.68 -2.08	Total KN 637.30 462.44 335.01 191.77		
	Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340	5 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45	HEAR per G 1.50 DW KN 95.37 76.30 57.22 38.15 19.07	RDER (Strength 1.75 Lane Load KN 149.97 119.97 89.98 59.99 29.99	Limit State) 1,75 Truck/Tanden KN 112,55 53,12 29,35 -6,31 -6,31 -6,31	1.75 IM KN 37.14 17.53 9.68 -2.08 -2.08 -2.08	Total KN 637.30 462.44 335.01 191.77 89.13		
	Load Factor Location - 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010	5 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 0.00	HEAR per Gl 1.50 DW KN 95.37 76.30 57.22 38.15 19.07 0.00 0.00	RDER (Strength 1.75 Lane Load KN 149.97 119.97 89.98 59.99 29.99 0.00 0.00	L Limit State) L.75 Truck/Tanden KN 112.55 53.12 29.35 -6.31 -6.31 -20.65	L75 IM KN 37.14 17.53 9.68 -2.08 -2.08 -2.08 -6.82	Total KN 637.30 462.44 335.01 191.77 89.13 -27.47		
	Load Factor Location - 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845	\$ 125 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 0.00 48.45 0.00	HEAR per GI 1.50 DW KN 95.37 76.30 57.22 38.15 19.07 0.00 -19.07 78.16	RDER (Strength 1,75 Lane Load KN 149,97 119,97 89,98 59,99 29,99 0,00 -29,99 60,00 -29,99 60,00	1 Limit State) 1.75 Truck/Tanden KN 112 55 53,12 29,35 -6,31 -6,31 -20,65 -20,65 -20,65	1.75 IM KN 37.14 17.53 9.68 -2.08 -2.08 -2.08 -6.82 -6.82 -6.82	Total KN 637.30 462.44 335.01 191.77 89.13 .27.47 -124.99 .277.64		
	Load Factor Location - 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680	\$ 125 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 0.00 48.45 -102.03 148.78	HEAR per GI 1.50 DW KN 95.37 76.30 57.22 38.15 19.07 0.00 -19.07 -38.15 -57.22 -57.22 -58.55 -57.22 -58.55 -57.22 -58.55 -57.22 -58.55 -57.22 -58.55 -57.22 -58.55 -57.22 -58.55 -57.22 -58.55 -57.22 -58.55 -57.22 -58.55 -57.22 -58.55 -57.22 -58.55 -57.22 -58.55 -57.22 -58.55 -57.22 -58.55 -57.22 -58.55 -58.55 -59.55 -5	RDER (Strength 1.75 Lane Load KN 149.97 119.97 89.98 59.99 29.99 0.00 -29.99 .50.99 .50.99	I Limit State) 1.75 Truck/Tanden KN 112.55 53.12 29.35 -6.31 -0.63 -20.65 -20.65 -20.65	1.75 IM KN 37.14 17.53 9.68 -2.08 -2	Total		
	Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 11.010 12.845 14.680 16.515	\$ 125 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 0.00 48.45 -102.03 -148.78 195.53	HEAR per GI 1.50 DW KN 55.37 76.30 57.22 38.15 19.07 0.00 -19.07 -38.15 -57.22 -76.30	RDER (Strength 1.75 Lane Load KN 149.97 119.97 89.98 59.99 29.99 0.00 -29.99 -59.99 -89.98 -119.97	I Limit State) 1.75 Truck/Tanden KN 112.55 53.12 29.35 -6.31 -6.31 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65	1.75 IM KN 37.14 17.53 9.68 -2.08 -2.08 -6.82 -6	Total KN 637.30 462.44 335.01 191.77 89.13 -27.47 -124.99 -227.64 -323.45 -419.27		
	Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350	\$ 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 0.00 48.45 -102.03 -148.78 -195.53 -242.27	HEAR per GI 1.50 DW KN 95.37 76.30 57.22 38.15 19.07 0.00 -19.07 -38.15 -57.22 -57.23 -55.37	RDER (Strength 1.75 Lane Load KN 149.97 119.97 89.98 59.99 29.99 0.00 -29.99 -59.99 -59.99 -59.99 -59.99 -419.97 -119.97	I Limit State) 1.75 Truck/Tanden KN 112.55 53,12 29,35 -6.31 -6.31 -6.31 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65	1.75 IM KN 37.14 17.53 9.68 -2.08 -2.08 -2.08 -6.82 -6.	Total KN 637.30 462.44 335.01 191.77 89.13 -27.47 -124.99 -227.64 -323.45 -419.27 -515.08		
	Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350	\$ 125 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 0.00 -48.45 -102.03 -148.78 -195.53 -242.27	HEAR per GI 1.50 DW KN 95.37 76.30 57.22 38.15 19.07 0.00 -19.07 -38.15 -57.22 -76.30 -57.22 -76.30	RDER (Strength L75 Lane Load KN 149.97 119.97 89.98 59.99 29.99 0.00 -29.99 -59.99 -59.99 -80.98 -119.97 -149.97	I Limit State) 1.75 Iruck/Tanden KN 112.55 29.35 -6.31 -6.31 -0.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65	1.75 IM KN 37.14 17.53 9.68 -2.08 -2.08 -2.08 -6.82 -7.85 -6.82 -6.82 -7.85 -6.82 -7.85 -6.82 -7.85 -7.85 -7.	Total KN 637.30 462.44 335.01 191.77 89.13 -27.47 -124.99 -227.64 -323.45 -419.27 -515.08		
	Load Factor Location - 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350	\$ 1.25 DC KN 242.27 305.53 148.78 102.03 48.45 0.00 48.45 -102.03 -148.78 -195.53 -242.27 \$	HEAR per GI 1.50 DW 95.57 76.30 57.52 38.15 19.07 0.000 -19.07 -38.15 -57.22 -76.30 -95.37 HEAR per GI	RDER (Strength 1.75 Lane Load KN 149.97 119.97 89.98 59.99 29.99 0.00 -29.99 -59.99 -59.99 -59.99 -80.98 -119.97 -149.97 RDER (Strength	I Limit State) 1.75 1.75 1.75 1.75 1.75 1.75 1.12 2.9,35 -6.31 -0.65 -20.55 -20.55	L75 IM KN 37.14 17.53 9.68 -2.06 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82	Total KN 637.30 462.44 335.01 191.77 89.13 -27.47 -124.99 -227.64 -323.45 -419.27 -515.08		
	Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Load Factor	\$ 1.25 DC KN 24227 19553 148.78 10203 48.45 10203 -48.45 -10203 -148.78 -19553 -242.27 \$ 1.25	HEAR per GI 1.50 DW 95.37 76.30 57.22 38.15 19.07 -38.15 -57.22 -76.30 -95.37 HEAR per GI 1.50	RDER (Strength 1.75 Lane Load KN 149.97 119.97 89.98 59.99 29.59 0.00 -29.99 -59.99 -89.98 -119.97 -149.97 RDER (Strength 1.35	I Limit State) 1.75 Truck/Tanden KN 112.55 53.12 29.35 -6.31 -6.31 -0.65 -20.55 -20	1,75 IM KN 37.14 17.53 9.68 -2.08 -2.08 -2.08 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -7.682 -	Total		
	Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Load Factor Location	\$ 125 DC KN 24227 19553 148.78 10203 48.45 0.00 48.45 -10203 -148.78 -19553 -24227 \$ 125 DC KS	HEAR per GI 1.50 DW KN 95.37 76.30 57.522 38.15 19.07 -19.07 -38.15 -57.22 -76.30 -95.37 HEAR per GI 1.50 DW KN	RDER (Strength 1.75 Lane Load KN 149.97 119.97 89.98 59.99 29.99 0.00 -29.99 -59.99 -59.99 -59.99 -49.97 -149.97 RDER (Strength 1.35 Lane Load KN	I Limit State) 1.75 Truck/Tanden KN 112.55 53,12 29,35 -6.31 -6.31 -0.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 I Limit State) 1,35 Permit VN	1.75 IM KN 37.14 17.53 9.68 -2.06 -2.06 -2.08 -2.68 -2.	Total - KN 637.30 462.44 335.01 191.77 89.13 -27.47 -124.99 -227.64 -323.45 -419.27 -515.08 Total - KN		
	Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Load Factor Location 0.000	\$ 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 -102.03 -148.78 -195.53 -242.27 \$ 1.25 DC KN 242.37	HEAR per GI 1.50 DW KN 95.37 76 530 57.22 38.15 19.07 0.00 -19.07 -38.15 -57.22 -76.30 -59.37 HEAR per GI 1.50 DW KN 0.07 -0.07	RDER (Strength 175 Lane Load KN 149.97 119.97 89.98 59.99 29.99 0.00 -29.99 -59.99 -59.99 -59.99 -59.99 -119.97 -149.97 RDER (Strength 1.35 Lane Load KN 115.60	1 Limit State) 1.75 Truck/Tanden KN 112 55 53,12 29,35 -6,31 -6,31 -6,31 -20,65 -20,55 -20	L75 M KN 37.14 17.53 9.68 -2.08 -2.82 -6.82 -6.82 -5.82	Total KN 637.30 462.44 335.01 191.77 89.13 -27.47 -124.99 -227.64 -323.45 -419.27 -515.08 Total KN 617.45		
	Load Factor Location - 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Load Factor Location - 0.000 1.835	\$ 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 -102.03 -48.45 -102.03 -148.78 -195.53 -242.27 \$ 125 DC KN 242.27 195.53	HEAR per GI 1.50 DW 95.37 76 30 57.52 38.15 19.07 -0.00 -19.07 -38.15 -57.22 -76.30 -95.37 HEAR per GI 1.50 DW KN 95.37 -55	RDER (Strength 1.15 Lane Load KN 149.97 119.97 89.98 59.99 29.99 0.00 -29.99 0.00 -29.99 -59.99 -59.99 -59.99 -80.98 -119.97 -149.97 RDER (Strength 1.35 Lane Load KN 115.69 92.55	I Limit State) 1.75 Iruck/Tanden KN 112 55 53.12 29.35 -6.31 -6.31 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 II Limit State) 1.35 Permit KN 123.39 55.73	L75 IM KN 37.14 17.53 9.68 -2.08 -2.08 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -7.	Total KN 637.30 462.44 335.01 191.77 89.13 -27.47 -124.99 -227.64 -323.45 -419.27 -515.08 Total KN 617.45 438.50		
	Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.815 18.350 Load Factor Location 0.000 1.835 3.670	\$ 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 102.03 48.45 102.03 -148.78 -195.53 -242.27 \$ 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78	HEAR per GI 1.50 DW 95.87 76.30 57.52 38.15 19.07 0.000 -19.07 -38.15 19.07 -57.22 -76.30 -95.37 HEAR per GI 1.50 DW KN 95.57 -76.30 -55.37 -55.	RDER (Strength 1.75 Lane Load KN 149.97 119.97 89.98 59.99 29.99 -29.99 -39.99 -39.99 -39.99 -49.98 -419.97 RDER (Strength 1.35 Lane Load KN 115.69 92.55 69.41	I Limit State) 1.75 1.75 1.75 1.75 1.12 55 5.3.12 29.35 -6.31 -0.05 -20.65 -20.55	L75 IM KN 37.14 17.53 9.68 -2.08 -2.08 -2.08 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -7.	Total KN 637.30 462.44 335.01 191.77 89.13 -27.47 -124.99 -227.64 -323.45 -419.27 -515.08 Total KN 617.45 438.50 349.54		
	Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505	5 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 -0.00 48.45 -102.03 -148.78 -195.53 -242.27 S 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78 -148.78	HEAR per GI 1.50 DW KN 95.37 76.30 57.22 38.15 19.07 -19.07 -38.15 -57.22 -76.30 -95.37 HEAR per GI 1.50 DW KN 95.37 76.30 57.22 38.15 -57.22 -76.30 -95.37 -	RDER (Strength 1.75 Lane Load KN 149.97 119.97 80.98 59.99 29.99 0.00 -29.99 -59.99 -80.98 -119.97 -149.97 RDER (Strength 1.35 Lane Load KN 115.69 92.55 69.41 46.28	I Limit State) 1.75 Truck/Tanden KN 112.55 53.12 29.35 -6.31 -6.31 -0.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 I Limit State) 1.35 Permit KN 123.39 55.73 35.54	1.75 IM KN 37.14 17.53 9.68 -2.08 -2.08 -2.08 6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -1.35 IM KN 40.72 18.39 11.69	Total		
	Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 5.505 7.340	\$ 125 DC KN 242.27 19553 148.78 10203 48.45 0.00 48.45 -10203 -148.78 -19553 -242.27 \$ 125 DC KN 242.27 19553 148.78 10203 48.45	HEAR per GI 1.50 DW KN 95.37 76.30 57.22 38.15 19.07 0.00 -19.07 -38.15 19.07 0.00 -19.07 -57.22 -76.30 -57.22 -76.30 1.50 DW KN 95.37 76.30 57.22 -76.30 57.22 -76.30 57.22 -76.30 57.22 -76.30 57.22 -76.30 0.00 0.00 -19.07 -1	RDER (Strength L75 Lane Load KN 149.97 119.97 89.98 59.99 29.99 0.00 -29.99 -59.99 -59.99 -59.99 -89.98 -119.97 -149.97 RDER (Strength 1.35 Lane Load KN 115.69 92.55 69.41 46.28 23.14	I Limit State) 1.75 Truck/Tanden KN 112.55 112.55 112.25 1.32 29.35 -6.31 -6.31 -0.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 I Limit State) 1.35 Permit KN 123.39 55.73 35.44 -5.16	L75 M KN 37.14 17.53 9.68 -2.08 -2.08 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -1.35 IM KN 40.72 18.39 11.69 -1.70	Total KN 637.30 462.44 335.01 191.77 89.13 -27.47 -124.99 -227.64 -323.45 -419.27 -515.08 Total KN 617.45 438.50 349.54 233.58 8.380		
	Load Factor Location - 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Load Factor Location - 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175	\$ 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 -102.03 -48.45 -102.03 -148.78 -195.53 -242.27 \$ 125 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 148.78 102.03 148.78 102.03	HEAR per GI 1.50 DW 95.87 76 30 57.52 38.15 19.07 -0.00 -19.07 -38.15 -57.22 -76.30 -95.37 HEAR per GI 1.50 DW KN 95.37 -55.37 1.50 DW KN 95.37 -55.37	RDER (Strength 1.15 Lane Load KN 149.97 119.97 89.98 59.99 29.99 0.00 -29.99 -59.99 -59.99 -59.99 -59.99 -80.98 -119.97 -149.97 RDER (Strength 1.35 Lane Load KN 115.69 92.55 69.41 46.28 23.14 0.00	I Limit State) 1.75 Iruck/Tanden KN 112 55 53.12 29.35 -6.31 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 I Limit State) 1.35 Permit KN 123.39 55.73 35.44 -5.16 -11.93	L75 IM KN 37.14 17.53 9.68 -2.08 -2.08 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -7.05 -7.	Total KN 637.30 462.44 335.01 191.77 89.13 -27.47 -124.99 -227.64 -323.45 -419.27 -515.08 Total KN 617.45 438.50 349.54 233.58 83.380 -15.86		
	Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 1.835 1.010 1.835 1.010 1.835 1.010 1.835 1.010 1.835 1.835 1.010 1.835 1.010 1.835 1.835 1.010 1.835 1.835 1.010 1.835 1.835 1.010 1.835	5 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 .000 .48.45 .102.03 .448.78 .102.03 .448.78 .242.27 S 1.25 DC KN 242.27 195.53 .242.27 195.53 .242.27 195.53 .242.27 195.53 .242.27 .25 DC KN 242.27 .25 .242.27 .25 .242.27 .27 .27 .27 .242.27 .27 .27 .27 .27 .27 .27 .27	HEAR per GI 1.50 DW 95.87 76.30 57.52 38.15 19.07 -0.00 -19.07 -38.15 19.07 -57.22 -76.30 -95.37 HEAR per GI 1.50 DW KN 95.57 -6.30 5.97 -76.30 5.97 -76.30 DW -77.30 -76.30 -75.37 -76.30 -75.30 -75.37 -76.30 -75.37 -76.30 -75.30 -75.37 -76.30 -75.37 -76.30 -75.37 -76.30 -75.37 -76.30 -75.37 -76.30 -75.37 -76.30 -75.37 -76.30 -75.37 -76.30 -75.37 -76.30 -75.37 -76.30 -75.37 -76.30 -75.37 -76.30 -75.37 -76.30 -75.37 -76.30 -75.37 -76.30 -75.30 -75.37 -76.30 -75.37 -76.30 -75.37 -76.30 -75.37 -76.30 -75.37 -76.30 -75.37 -75.37 -75.37 -75.30 -75.37 -75.37 -75.37 -75.30 -75.37 -75.37 -75.30 -75.37 -75.37 -75.30 -75.37 -75.30 -75.37 -75.30 -75.37 -75.30 -75.37 -75.30 -75.30 -75.37 -75.30 -75.3	RDER (Strength 1.75 Lane Load KN 149.97 119.97 89.98 59.99 29.99 0.00 -29.99 -39.99 -49.99 -49.97 -149.97 RDER (Strength 1.35 Lane Load KN 115.69 92.55 69.41 46.28 23.14 0.04 0.04 0.23.14	I Limit State) 1.75 Iruck/Tanden KN 112.55 53.12 29.35 -6.31 -0.065 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 II Limit State) 1.35 Permit KN 123.39 55.73 35.44 -5.16 -11.93 -11.93 -11.95	L75 IM KN 37.14 17.53 9.68 -2.08 -2.08 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -7.	Total KN 637.30 462.44 335.01 191.77 89.13 -27.47 -124.99 -227.64 -323.45 -419.27 -515.08 Total KN 617.45 438.50 -419.27 -515.08 Total KN 617.45 -333.58 83.80 -15.86 -116.29		
	Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 1.835 3.670 1.835 3.670 1.835 3.670 1.835 3.670 1.835 3.670 1.835 3.670 1.835 3.670 1.835 1.935	5 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 -102.03 -148.78 -195.53 -242.27 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 0.00 0.03 48.45 0.00 48.45 0.00 48.45 0.00 48.45 0.00 48.45 0.00 0.03 148.78 0.00 0.03 148.78 0.02 0.03 148.78 0.02 0.03 148.78 0.02 0.03 148.78 0.02 0.03 148.78 0.02 0.03 148.78 0.02 0.03 148.78 0.02 0.03 148.78 0.02 0.03 148.78 0.02 0.03 148.78 0.02 0.03 148.78 0.02 0.03 148.78 1.02 0.03 148.78 0.02 0.03 148.78 0.02 0.03 148.78 0.02 0.03 148.78 0.02 0.03 1.02 0.03 1.02 0.03 1.02 0.03 1.02 0.03 1.02 0.03 1.02 0.03 1.02 0.03 1.02 0.03 1.02 0.03 1.02 0.03 1.02 0.03 1.02 0.03 1.02 0.03 1.02 0.03 1.02 0.03 1.02 0.03 1.02 0.03 1.04 0.03 1.02 1.02 0.03 1.02 0.03 1.02 1.02 1.02 1.03 1.02 1.02 1.02 1.03 1.02 1.02 1.03 1.02 1.02 1.03 1.02 1.03 1.	HEAR per GI 1.50 DW KN 95.37 76.30 57.22 38.15 19.07 -38.15 -57.22 -76.30 -19.07 -38.15 -57.22 -76.53 0.00 DW KN HEAR per GI 1.50 DW KN 95.37 76.30 5.37 1.50 DW KN 95.37 76.30 5.37 1.50 DW KN 95.37 76.30 1.50 DW KN 95.37 76.30 1.50 DW KN 95.37 76.30 1.50 DW 8.35 1.50 DW 8.35 1.50 DW 8.35 1.50 DW 8.35 1.50 DW 8.35 1.50 DW 8.35 1.50 DW 8.35 1.50 DW 8.35 1.50 DW 8.35 1.50 DW 8.35 1.50 DW 8.35 1.50 DW 8.35 1.50 DW 8.35 1.50 0.000 0.00 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.000	RDER (Strength Lane Load KN 149,97 119,97 89,98 59,99 29,99 0,00 -29,99 -89,98 -419,97 -149,97 -149,97 -149,97 -149,97 RDER (Strength 1,35 Lane Load KN 1,55 Lane Load KN 1,55 Lane Load 2,3,14 46,28 23,14 -46,28	I Limit State) 1.75 Truck/Tanden KN 112.55 53.12 29.35 -6.31 -6.31 -0.065 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 II Limit State) 1.35 Permit KN 123.39 55.73 35.44 -5.16 -11.93 -19.26 -48.60 -19.26	1.75 IM KN 37.14 17.53 9.68 -2.08 -2.08 -2.08 -2.08 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -7.08 -1.05 -1.	Total		
	Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 9.175	\$ 125 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 0.00 48.45 -102.03 -148.78 -195.53 -242.27 \$ 125 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 0.00 48.45 -102.03 -44.87 -102.03 -44.87 -44.78 -44.7	HEAR per GI 1.50 DW WN 965.37 766.30 57.22 38.15 19.07 0.00 0.00 -19.07 -38.15 150 0.00 -19.07 -38.15 150 0.00 -57.22 -76.50 0.57.32 -76.50 0.57.32 -76.50 0.57.32 -76.50 0.57.32 -76.50 0.57.32 -76.50 0.57.32 -76.50 0.57.32 -76.50 0.57.32 -76.50 0.57.32 -76.50 0.57.32 -76.50 0.57.32 -76.50 0.00 -19.07 -38.15 -57.22 -76.50 0.00 -19.07 -38.15 -57.22 -76.50 0.00 -19.07 -38.15 -57.22 -76.50 0.00 -19.07 -57.32 -77.50 0.00 -19.07 -57.32 -77.50 0.00 -57.32 -77.50 0.00 -57.32 -77.50 0.00 -57.32 -77.50 -57.32 -77.50 -57.32 -77.50 -57.32 -77.50 -57.32 -77.50 -57.32 -77.50 -57.32 -77.50 -57.32 -77.50 -57.32 -77.50 -57.32 -77.50 -57.32 -77.50 -57.32 -77.50 -57.32 -77.50 -57.32 -77.50 -57.72 -77.50 -57.72 -77.50 -57.72 -77.50 -57.72 -77.50 -57.72 -77.50 -57.72 -77.50 -57.72 -77.50 -57.72 -77.50 -57.72 -77.50 -57.72 -77.50 -57.72 -77.50 -57.72 -77.50 -	RDER (Strength L75 Lane Load KN 149.97 119.97 89.98 59.99 29.99 0.00 -29.99 -89.98 -119.97 -149.97 RDER (Strength 1.35 Lane Load KN 115.69 92.55 69.41 46.28 23.14 -0.00 -23.14 -46.28 -63.41 -0.57 -0	I Limit State) 1.75 Truck/Tanden KN 112 55 112 55 112 53,12 29,35 -6,31 -20,65 -20,55 -20,5	L75 M KN 37.14 17.53 9.68 -2.08 -2.08 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -7.18 -7.18 -7.19	Total KN 637.30 462.44 335.01 191.77 89.13 -27.47 -124.99 -227.64 -323.45 -419.27 -515.08 Total KN 617.45 438.50 349.54 233.58 83.380 -15.86 -116.29 -251.09 -340.06 470.02		
	Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350	5 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 -102.03 -48.45 -102.03 -48.45 -102.03 -48.45 -242.27 S 125 DC KN 242.27 195.53 -242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 -102.03 48.45 -102.03 48.45 -102.03 -148.78 -148.78 -102.03 -148.78 -149.55 -122.57 -125.	HEAR per GI 1.50 DW 95.87 76 30 57.22 38.15 19.07 -0.00 -19.07 -38.15 -57.22 -76.30 -95.37 HEAR per GI 1.50 DW KN 95.57 22 -76.30 57.57 22 -76.30 57.57 22 -76.30 57.57 22 -76.30 57.57 22 -76.30 57.57 22 -76.30 57.57 22 -76.30 57.57 22 -76.30 57.57 22 -76.30 57.57 22 -76.30 57.57 22 -76.30 57.57 22 -76.30 57.57 22 -76.30 57.57 22 -76.30 57.57 22 -76.50 57.57 22 -76.50 57.57 22 -76.50 57.57 22 -76.50 57.57 22 -76.50 57.57 22 -76.50 57.57 22 -76.50 57.57 22 -76.50 57.57 22 -76.50 57.57 22 -76.50 57.57 22 -76.50 -77.57 -75.57	RDER (Strength 1.15 Lane Load KN 149.97 119.97 89.98 59.99 29.99 0.00 -29.99 -59.99 -59.99 -59.99 -59.99 -80.98 -119.97 -149.97 RDER (Strength 1.35 Lane Load KN 115.69 92.55 69.41 46.28 23.14 -46.28 -69.41 -46.28 -69.41 -46.28 -69.41 -46.28 -69.41 -46.28 -69.41 -46.28 -69.41 -46.28 -69.41 -62.55 -64.41 -62.55 -64.41 -62.55 -64.41 -62.55 -64.41 -62.55 -64.41 -64.52 -64.41 -64.52 -64.41 -64.52 -64.41 -64.52 -64.41 -64.52 -64.41 -64.52 -64.41 -64.52 -64.41 -64.52 -64.41 -64.52 -64.41 -64.52 -64.41 -64.52 -64.41 -64.52 -64.41 -64.52 -64.41 -64.52 -64.41 -64.52 -64.54 	I Limit State) 1.75 Iruck/Tanden KN 112:55 53.12 29.35 -6.31 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 ILLimit State) 1.35 Permit KN 123.39 55.73 35.44 -5.16 -11.93 -19.26 -48.60 -48.60 -48.60 -48.60 -48.60	L75 IM KN 37.14 17.53 9.68 -2.08 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -7.08 -1.05 -1.05 -1.05 -1.004 -1.604 -1.604 -1.604 -1.604	Total KN 637.30 462.44 335.01 191.77 89.13 -27.47 -124.99 -227.64 -323.45 -419.27 -515.08 Total KN 617.45 438.50 349.54 233.58 83.80 -15.86 -116.29 -251.09 -340.06 -429.02 -51.09 -340.06 -429.02 -51.09 -340.06 -429.02 -51.09 -340.06 -429.02 -51.09 -51		
	Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350	5 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 102.03 48.45 -102.03 -148.78 -195.53 -242.27 S 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 -102.03 -148.78 -195.53 -242.27 -24	HEAR per GI 1.50 DW 95.87 76.30 57.52 38.15 19.07 -0.00 -19.07 -38.15 19.07 -57.22 -76.30 -95.37 HEAR per GI 1.50 DW KN 8.15 19.07 -38.15 19.07 -38.15 19.07 -38.15 19.07 -38.15 19.07 -38.15 -39.537 -40.00 -	RDER (Strength 1.75 Lane Load KN 149.97 1997 89.98 59.99 29.99 0.00 -29.99 -39.99 -49.97 -49.97 RDER (Strength 1.35 Lane Load KN 115.69 46.28 -23.14 -46.28 -69.41 -92.55 -415.69	I Limit State) 1.75 Truck/Tanden KN 112.55 53.12 29.35 -6.31 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 I Limit State) 1.35 Permit KN 123.39 55.73 35.44 -5.16 -11.93 -19.26 -48.60 -48.60 -48.60	L75 IM KN 37.14 17.53 9.68 -2.08 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -7.	Total KN 637.30 462.44 335.01 191.77 89.13 -27.47 -124.99 -227.64 -323.45 -419.27 -515.08 Total KN 617.45 438.50 -15.86 -116.29 -251.09 -340.06 -429.02 -517.98		
	Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350	5 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 102.03 -148.78 -102.03 -148.78 -195.53 -242.27 5 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 -102.03 48.45 -102.03 -148.78 102.03 -148.78 102.03 -148.78 -102.03 -148.78 -102.03 -148.78 -102.03 -148.78 -102.03 -148.78 -102.03 -148.78 -102.03 -148.78 -102.03 -148.78 -102.03 -148.78 -102.03 -148.78 -102.55 -242.27 HEAR per GIR	HEAR per GI 1.50 DW 5.57 76.30 57.52 38.15 19.07 -38.15 -57.22 -76.30 -95.37 HEAR per GI 1.50 DW KN 95.37 76.30 57.22 38.15 19.07 -38.15 19.07 0.00 0.00 0.00 -19.07 -38.15 1.50 DW KN 95.37 76.30 57.22 38.15 1.50 0.00	RDER (Strength Lane Load KN 149,97 119,97 89,98 59,99 0,00 -29,99 0,00 -29,99 -89,98 -119,97 -149,97 -149,97 -149,97 -149,97 -149,97 -149,97 -149,97 -149,97 -115,69 92,55 -69,41 46,28 -23,14 -46,28 -23,14 -46,28 -69,41 -45,25 -115,69	I Limit State) 1.75 Truck/Tanden KN 112.55 112.55 112.55 129.35 -6.31 -20.65	L75 IM KN 37.14 17.53 9.68 -2.08 -2.08 -2.08 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -7.85 -7.0	Total KN 637.30 462.44 335.01 191.77 89.13 -27.44 -323.47 -124.99 -227.64 -323.44 -419.27 -515.08 Total KN 617.45 438.50 -349.54 233.58 83.80 -15.86 -116.29 -251.09 -340.06 -429.02 -517.98		
	Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350	5 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 0.00 48.45 -102.03 -148.78 -195.53 -242.27 5 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 0.00 -48.45 -102.03 -148.78 -195.53 148.78 -102.03 -148.78 -195.53 -242.27 HEAR per GIR	HEAR per GI 1.50 DW WN 95.37 76.50 57.22 38.15 19.07 0.00 -19.07 -38.15 -57.22 -76.50 -57.22 -76.50 -57.22 -76.50 59.57 PO 37 HEAR per GI 1.50 DW KN 95.37 -22 -76.30 55.72 -76.30 55.72 -76.30 55.72 -76.30 55.72 -76.30 55.72 -76.30 55.72 -76.30 55.72 -76.30 55.72 -76.30 55.72 -76.30 55.72 -76.30 55.72 -76.30 55.72 -76.30 55.72 -76.30 55.72 -76.30 55.72 -76.30 55.72 -76.30 55.72 -76.30 55.72 -76.30 -57.22 -76.30 55.72 -76.30 -77.22 -76.30 57.72 -76.30 -77.22 -76.30 -76.30 -77.22 -76.30 -75.22 -75.30 -75.22 -75.30 -75.22 -75.30 -75.22 -75.30 -75.22 -75.30 -75.22 -75.30 -75.22 -75.30 -75.22 -75.30 -75.22 -75.30 -75.22 -75.30 -75.22 -75.30 -75.22 -75.30 -75.22 -75.30 -75.22 -75.30 -75.22 -75.30 -75.22 -75.30 -75.30 -75.22 -75.30 -75.22 -75.30 -75.22 -75.30 -75.22 -75.30 -75.22 -	RDER (Strength L75 Lane Load KN 149.97 119.97 89.98 59.99 29.99 0.00 -29.99 -89.98 -119.97 -149.97 RDER (Strength 1.35 Lane Load KN 115.69 92.55 69.41 46.28 23.14 0.00 -23.14 -46.28 -69.41 -92.55 -115.69 -115.69 -115.69	I Limit State) 1.75 Truck/Tanden KN 112 55 5.312 29.35 -6.31 -20.65 -	L75 M KN 37.14 17.53 9.68 -2.08 -2.08 -6.82 -6.84 -6.36 -16.04 -16.04 -16.04 -16.04 -16.04	Total KN 637.30 462.44 335.01 191.77 89.13 -27.47 -124.99 -227.64 -323.45 -419.27 -515.08 Total KN 617.45 438.50 349.54 233.58 83.380 -15.86 -116.29 -340.06 -429.02 -517.98		
	Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 SI Load Factor Location I.Support SI Load Factor Location I.Support I.Su	5 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 -0.02.03 -48.45 -0.02.03 -148.78 -195.53 -242.27 S 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 -0.00 48.45 -0.02.03 -148.78 -195.53 -242.27 HEAR per GIR 1.25 DC	HEAR per GI 1.50 DW 95.87 76 30 57.22 38.15 19.07 -0.00 -19.07 -38.15 -57.22 -76.30 -95.37 HEAR per GI 1.50 DW KN 95.57 22 -76.30 57.57 22 -76.30 57.57 22 -76.30 57.57 22 -76.30 57.57 22 -76.30 57.57 22 -76.30 57.57 22 -76.30 57.57 22 -76.30 57.57 22 -76.30 57.57 22 -76.50 20 -77.50 20 -77.50 20 -77.50 20 -77.50 20 -77.50 20 -77.50 20 -77.50 -77.	RDER (Strength 1.75 Lane Load KN 149.97 119.97 89.98 59.99 29.99 -0.00 -29.99 -59.99 -59.99 -59.99 -80.98 -119.97 -149.97 RDER (Strength 1.35 Lane Load KN 115.69 92.55 69.41 46.28 23.14 -46.28 -23.14 -46.28 -46.28 -47.28 -46.28 -47.48 -46.28 -46.28 -47.48 -46.28 -47.48 -46.28 -47.48	I Limit State) 1.75 Iruck/Tanden KN 112.55 53.12 29.35 -6.31 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 I Limit State) 1.35 Permit KN 123.39 55.73 35.44 -5.16 -11.93 -48.60 -48.60 -48.60 -48.60 -48.60 -48.60 -20.61 -20.61 -20.65 -2	L75 IM KN 37.14 17.53 9.68 -2.08 -2.08 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -7.08 -1.05 -1.00 -1.004 -16.04 -16.04	Total KN 637.30 462.44 335.01 191.77 89.13 -27.47 -124.99 -227.64 -323.45 -419.27 -515.08 Total KN 617.45 438.50 349.54 233.58 83.80 -15.86 -116.29 -251.09 -340.06 -429.02 -517.98		
	Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 14.680 16.515 18.350 SI Load Factor Location - SI Load Factor - Location	5 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 102.03 48.45 102.03 -148.78 -195.53 -242.27 S 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 -102.05 48.45 -102	HEAR per GI 1.50 DW 95.87 76.30 57.22 38.15 19.07 0.000 -19.07 -38.15 19.07 -57.22 -76.30 -55.37 HEAR per GI 1.50 DW KN 95.57 76.30 57.52 -76.30 -75.30 DS 5.57 22 -76.30 -75.30 DS 5.57 22 -76.30 -75.30 DS 5.57 -75.30 DS 5.57 -75.30	RDER (Strength 1.15 Lane Load KN 149.97 119.97 89.98 59.99 29.99 0.00 -29.99 -59.99 -59.99 -59.99 -49.97 RDER (Strength 1.35 Lane Load KN 115.69 46.28 23.14 46.28 23.14 -46.28 23.14 -46.28 -415.69 411 -92.55 -69.41 -46.28 -46.24 -46.28 -46.24 -46.28 -46.24 -46.24 -46.25 -415.69	I Limit State) 1.75 Truck/Tanden KN 112 55 53.12 29.35 -6.31 -20.65 -	L75 IM KN 37.14 17.53 9.68 -2.06 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -1.6.82 -1.6.94 -1.6.04 -1.6.04 -1.6.04	Total KN 637.30 462.44 335.01 191.77 89.13 -27.47 -124.99 -227.64 -323.45 -419.27 -515.08 Total KN 617.45 438.50 -15.86 -116.29 -251.09 -340.06 -429.02 -517.98		
	Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 SI Load Factor Location 0.000 12.845 14.680 16.515 18.350 SI Load Factor Location 0.000 SI Load Factor SI L	5 1.25 DC KN 24227 19553 148.78 10203 48.45 10203 48.45 10203 -148.78 10203 -148.78 10203 -148.78 10203 125 DC KN 24227 19553 148.78 10203 48.45 -10203 -148.78 10203 48.45 -10203 -148.78 10203 48.45 -10203 -148.78 102553 -24227 HEAR per GIR 1.25 DC KN 24227	HEAR per GI 1.50 DW WN 95.37 76 530 57.22 38.15 19.07 0.00 -19.07 -38.15 -57.22 -76.30 -95.37 HEAR per GI 1.50 DW KN 85.37 76.30 57.22 -76.30 57.22 -76.30 0.00 0.00 0.00 -19.07 -38.15 -57.22 -76.30 0.00 DW KN S.57 -25.37 -27.27 -27.57 -27.	RDER (Strength LT5 Lane Load KN 149.97 119.97 89.98 59.99 20.99 0.00 -29.99 0.00 -29.99 -59.99 -89.98 -119.97 -149.97 RDER (Strength 135 Lane Load KN 115.69 92.55 69.41 146.28 23.14 0.00 -23.59 69.41 146.28 23.14 0.00 -23.55 115.69 92.55 115.69 92.55 115.69 92.55 115.69	1 Limit State) 1.75 Truck/Tanden KN 112.55 112.55 129.35 -6.31 -20.65	L75 IM KN 37.14 17.5 9.68 -2.08 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -1.5 IM KN 40.72 18.39 11.69 -1.604 -16.04 -16.04	Total KN 637.30 462.44 335.01 191.77 89.13 -27.47 -124.99 -227.64 -323.45 -419.27 -515.08 Total KN 617.45 438.50 349.54 233.54 233.54 83.80 -1558 83.80 -1558 -116.29 -251.09 -340.06 -429.06 -517.98		
	Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Load Factor Location 0.000 1.835 14.680 16.515 18.350 SI Load Factor Location 0.000 1.835	5 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 -102.03 -148.78 -195.53 -242.27 S 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 0.00 -48.45 -102.03 -148.78 -195.53 148.78 -195.53 -242.27 HEAR per GIR 1.25 DC KN 242.27 195.53	HEAR per GI 1.50 DW WN 95.37 76 30 57.52 38.15 19.07 -0.00 -19.07 -38.15 -57.22 -76.30 -95 37 HEAR per GI 1.50 DW KN 95.37 76.30 57.722 -38.15 -57.722 -76.30 57.72 -38.15 -57.722 -76.30 -95.37 DER (Streeg 1.50 DW KN 95.37 -57.722 -76.30 -95.37 DER (Streeg 1.50 DW KN 95.37 -57.722 -76.30 -95.37 -57.722 -76.30 -95.37 -57.722 -76.30 -95.37 -57.722 -76.30 -95.37 -57.722 -76.30 -95.37 -57.722 -76.30 -95.37 -95.	RDER (Strength Lane Load KN 149.97 119.97 89.98 59.99 29.99 -0.00 -29.99 -0.00 -29.99 -89.98 -119.97 -149.97 RDER (Strength 1.35 Lane Load KN 115.69 92.55 69.41 -115.69 92.55 69.41 -23.14 -0.00 -23.14 -46.28 -69.41 -92.55 -115.69 All Limi State 1.60 Wind Load KN -26.20 -20.96	I Limit State) 1.75 Truck/Tanden KN 112 55 3.12 29.35 -6.31 -20.65 -2	L75 IM KN 37.14 17.53 9.68 -2.08 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -7.00 -1.00 -1.004 -16.04 -16.04 -16.04	Total KN 637.30 462.44 335.01 191.77 89.13 -27.47 -124.99 -227.64 -323.45 -419.27 -515.08 Total KN 617.45 438.50 349.54 233.58 83.380 -15.86 -116.29 -340.06 -429.02 -517.98		
	Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 S8 Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505	5 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 0.00 48.45 -102.03 -148.78 -195.53 -242.27 S 125 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 0.00 48.45 -0.02 S 125 DC KN 242.27 195.53 -242.27 195.53 -242.27 HEAR per GIR 1.25 DC KN 242.27 195.53 -242.27 195.53 -242.27 195.53 -242.27 195.53 -242.27 195.53 -242.27 195.53 -242.27 195.53 -242.27 195.53 -242.27 195.53 -242.27 195.53 148.78 102.03 148.78 -242.27 195.53 -242.27 195.53 148.78 125 DC KN	HEAR per GI 1.50 DW 95.87 76.30 57.22 38.15 19.07 -0.00 -19.07 -19.07 -38.15 -57.22 -76.30 -95.37 HEAR per GI 1.50 DW WN 95.37 76.30 57.722 38.15 19.07 -0.00 -19.07 -38.15 19.07 -38.15 -57.22 -76.30 57.22 -76.30 57.22 -76.30 57.22 -76.30 -57.22 -76.30 -57.22 -76.30 -57.22 -76.30 -57.22 -76.30 -57.22 -76.30 -57.22 -76.30 -57.22 -76.30 -57.22 -76.30 -57.22 -76.30 -57.22 -76.30 -57.22 -76.30 -57.22 -76.30 -57.22 -76.30 -57.22 -76.30 -57.22 -77.53 -57.72 -77.53 -57.72 -77.53 -77.53 -57.72 -77.53 -57.72 -77.53 -57.72 -77.53 -57.72 -77.53 -57.72 -77.53 -57.72 -77.53 -57.72 -77.53 -57.72 -77.53 -57.72 -77.53 -57.72 -77.53 -57.72 -77.53 -57.72 -77.53 -57.72 -77.53 -57.72 -77.53 -77.54 -77.54 -77.54 -77.55 -77.55 -77.55 -77.55 -77.55 -77	RDER (Strength 1.15 Lane Load KN 149.97 119.97 89.98 59.99 29.99 0.00 -29.99 0.00 -29.99 -59.99 -59.99 -59.99 -80.98 -119.97 -149.97 RDER (Strength 1.35 Lane Load KN 115.69 92.55 69.41 46.28 -23.14 -46.28 -69.41 -92.55 69.41 -46.28 -69.41 -92.55 -115.69 -	I Limit State) 1.75 Iruck/Tanden KN 112 55 53.12 29.35 -6.31 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 ILLimit State) 1.35 Permit KN 123.39 55.73 35.44 -5.16 -11.93 -19.26 -48.60 -50.85 -5	L75 IM KN 37.14 17.53 9.68 -2.08 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -7.00 -1.00 -1.00 -1.6.04 -16.04 -16.04	Total KN 637.30 462.44 335.01 191.77 89.13 -27.47 -124.99 -227.64 -323.45 -419.27 -515.08 Total KN 617.45 438.50 -349.54 233.58 833.89 -349.54 -251.09 -340.06 -429.02 -517.98		
	Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 SI Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 1.835 3.670 5.505 7.340 1.835 3.670 5.505 7.340 7.340 7.34 7.34 7.34 7.34 7.34 7.34 7.34 7.34	5 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 102.03 48.45 102.03 48.45 102.03 148.78 148.78	HEAR per GI 1.50 DW 95.87 76.30 57.22 38.15 19.07 0.000 -19.07 -38.15 19.07 -57.22 -76.30 -95.37 HEAR per GI 1.50 DW KN 95.57 76.30 -57.22 -76.30 -57.52 -76.30 -57.52 -76.30 -57.52 -76.30 -57.52 -76.30 -55.57 -55.5	RDER (Strength Lane Load KN 149,97 119,97 89,98 59,99 29,99 0,00 -29,99 -89,98 -419,97 -149,97 -149,97 -149,97 -149,97 -149,97 -149,97 -149,97 -149,97 -149,97 -149,97 -115,69 92,55 -09,41 -15,69 92,55 -09,41 -46,28 -23,14 -46,28 -23,14 -46,28 -23,14 -46,28 -23,14 -46,28 -23,14 -46,28 -115,69 -115,79 -	I Limit State) 1.75 Iruck/Tanden KN 112 55 53.12 29.35 -6.31 -20.65 -20.55 -	L75 IM KN 37.14 17.53 9.68 -2.08 -2.08 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -7.	Total KN 637.30 462.44 335.01 191.77 89.13 -27.47 -124.99 -227.64 -323.45 -419.27 -515.08 Total KN 617.45 438.50 -15.86 -116.29 -251.09 -340.06 -429.02 -517.98		
	Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 SI Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175	5 125 DC KN 24227 19553 148.78 10203 48.45 10203 48.45 10203 48.45 10203 48.45 10203 148.78 1025 DC KN 24227 19553 148.78 10203 48.45 10203 48.45 10203 48.45 10203 48.45 125 DC KN 125 DC 125 D	HEAR per GI 1.50 DW WN 95.37 76.30 57.22 38.15 19.07 0.00 -19.07 -38.15 -57.22 -76.50 -59.37 HEAR per GI 1.50 DW KN 95.37 76.30 57.22 -76.30 57.22 -76.30 57.22 -76.30 57.22 -76.30 57.22 -76.30 57.22 -76.30 57.22 -76.30 57.22 -76.30 DW KN 0.00 -19.07 -38.15 -57.22 -76.30 57.22 -76.30 57.22 -76.30 57.22 -76.30 57.22 -76.30 -95.37	RDER (Strength L75 Lane Load KN 149.97 119.97 89.98 59.99 29.99 0.00 -29.99 -89.98 -119.97 -149.97 -149.97 RDER (Strength 1.35 Lane Load KN 1.35 Lane Load KN 1.15.69 92.55 69.41 1.56 92.55 69.41 1.56 92.55 69.41 1.56 92.55 69.41 1.56 92.55 69.41 1.56 92.55 69.41 1.56 92.55 69.41 1.56 92.55 69.41 1.56 92.55 69.41 1.56 92.55 69.41 1.56 92.55 69.41 1.56 92.55 69.41 1.56 92.55 1.15.69 92.55 1.15.69 92.55 1.15.69 92.55 1.15.69 92.55 1.15.69 92.55 1.15.69 92.55 1.15.69 92.55 1.15.69 92.55 1.15.69 92.55 1.15.69 92.55 1.15.69 92.55 1.15.69 1.15.69 92.55 1.15.69 1.15.69 1.15.69 2.2.54 1.15.69 2.2.54 1.15.69 2.2.55 1.15.69 2.2.54 1.15.69 2.2.55 1.15.69 2.2.55 1.15.69 2.2.54 1.15.69 2.2.55 1.15.69 2.2.54 1.15.69 2.2.54 1.15.69 2.2.54 1.15.69 2.2.54 1.15.69 2.2.54 1.15.69 2.2.54 1.15.69 2.2.54 1.15.69 2.2.54 1.15.69 2.2.54 1.15.69 2.2.54 1.15.69 2.2.54 1.15.69 2.2.54 1.15.69 2.2.54 1.15.69 2.2.54 1.15.69 2.2.54 1.15.69 2.2.54 1.15.69 2.2.54 1.15.69 2.2.54 1.15.69 1.15.69 2.2.54 1.15.69 1.15.69 1.15.69 2.2.54 1.15.69 1.15.72 1.10.48 1.5.24 1.15.72 1.10.48 1.5.24 1.15.72 1.15.75 1.15.75	I Limit State) 1.75 Truck/Tanden KN 112.55 129.35 -6.31 -20.65 -20.25 -20.55	L75 M KN 37.14 17.5 9.68 -2.08 -2.08 -6.82 -6.84 -6.64 -16.04 -16.04 -16.04	Total KN 637.30 462.44 335.01 191.77 89.13 27.47 -124.99 -227.64 -323.45 -419.27 -515.08 Total KN 617.45 438.50 349.54 233.58 83.80 -1586 -116.29 -251.09 -340.06 -429.02 -517.98		
	Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 SI Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 SI Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 1.010 1.02 1.02 1.02 1.02 1.02 1.02 1.0	5 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 0.00 48.45 -102.03 -148.78 -195.53 -242.27 S 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 0.00 48.45 0.00 48.45 -102.03 -148.78 -195.53 148.78 -195.53 -242.27 HEAR per GIR 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 0.00 48.45	HEAR per GI 1.50 DW 95.37 76 30 57.52 38.15 19.07 -0.00 -19.07 -38.15 -57.22 -76.30 -95.37 HEAR per GI 1.50 DW KN 95.37 76.30 57.57 22 -76.30 57.57 22 -76.30 57.57 22 -76.30 57.57 22 -76.30 57.57 22 -76.30 57.57 DW KN 95.37 -95.37 DW KN 95.37 -95.37 DW KN 95.37 -95.37 DW KN 95.37 -95.37 -95.37 -95.37 -95.37 -95.37 -95.37 -95.37 -95.37 -95.37 -95.37 -95.37 -95.37 -57.22 -76.30 -57.22 -76.30 -57.22 -76.30 -57.22 -76.30 -57.22 -76.30 -57.22 -76.30 -57.72 -76.30 -77.72 -76.30 -77.72 -76.30 -77.72 -76.30 -77.72 -76.30 -77.72 -76.30 -77.72 -76.30 -77.72 -76.30 -77.72 -76.30 -77.72 -76.30 -77.72 -76.30 -77.72 -77.72 -76.30 -77.72 -77.72 -77.75 -77.72 -77.75 -77.72 -77.75 -7	RDER (Strength L15 Lane Load KN 149.97 119.97 89.98 59.99 29.99 -0.00 -29.99 -89.98 -119.97 -149.97 RDER (Strength 1.35 Lane Load KN 115.69 92.55 69.41 46.28 23.14 0.00 -23.14 46.28 23.14 0.00 -23.15 69.41 56.25 69.41 60.25 69.41 60.25 69.41 60.25 69.41 60.25 69.41 60.25 69.41 60.25 69.41 60.00 60.25 69.41 60.00 60.25 69.41 60.00 60.25 60.41 60.00 60.25 60.41 60.00 60.25 60.41 60.00 60.25 60.41 60.00 60.25 60.41 60.00 60.25 60.41 60.00 60.25 60.41 60.00 60.25 60.41 60.00 60.25 60.41 60.00 60.25 60.41 60.00 60.25 60.41 60.00 60.25 60.41 60.00 60.25 60.41 60.45 60.4	I Limit State) 1.75 Iruck/Tanden KN 112.55 53.12 29.35 -6.31 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 I Limit State) 1.35 Permit KN 123.39 55.73 35.44 -5.16 -11.93 -48.60 -48.60 -48.60 -48.60 -48.60 -48.60 -48.60 -48.60 -7.05 -7.75 -7.7	L75 IM KN 37.14 17.53 9.68 -2.08 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -7.00 -7.00 -1.00 -1.004 -16.04 -16.04 -16.04	Total KN 637.30 462.44 335.01 191.77 89.13 -27.47 -124.99 -227.64 -323.45 -419.27 -515.08 Total KN 617.45 438.50 349.54 233.58 83.80 -15.86 -116.29 -251.09 -340.06 -429.02 -517.98		
	Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 SS Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.880 15.515 18.350	5 1.25 DC KN 242.27 3.05 53 148.78 102.03 48.45 102.03 48.45 -102.03 -148.78 -195.53 -242.27 S 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 -102.03 -102.03 48.45 -102.03 -102	HEAR per GI 1.50 DW WN 95.87 76.30 57.22 38.15 19.07 -0.00 -19.07 -38.15 -57.22 -76.30 -95.37 HEAR per GI 1.50 DW KN 95.37 76.30 57.22 38.15 19.07 -38.15 -57.22 -76.30 -57.22 -76.30 -57.22 -76.30 -57.32 -57.30 -57.30 -57.22 -76.30 -57.22 -76.30 -57.22 -76.30 -57.22 -76.30 -57.22 -76.30 -57.22 -76.30 -57.22 -76.30 -57.22 -76.30 -57.22 -76.30 -57.22 -76.30 -57.22 -77.53 -57.22 -76.30 -57.22 -38.15 -57.22 -76.30 -77.23 -76.30 -77.23 -76.30 -77.25	RDER (Strength 1.15 Lane Load KN 149.97 119.97 89.98 59.99 29.99 0.00 -29.99 0.00 -29.99 -59.99 -59.99 -59.99 -80.98 -119.97 -149.97 RDER (Strength 1.35 Lane Load KN 115.69 92.55 69.41 46.28 23.14 -46.28 -46.24 -115.69 115.	I Limit State) 1.75 Iruck/Tanden KN 112 55 53.12 29.35 -6.31 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 -20.65 II Limit State) 1.35 Permit KN 123.39 155.73 35.44 -5.16 -48.60 -49.72 -70.72 -70.72 -70.72 -70.72 -70.75	L75 IM KN 37.14 17.53 9.68 -2.06 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -1.35 IM KN 40.72 -18.39 11.69 -16.04 -16.04 -16.04 -16.04	Total KN 637.30 462.44 335.01 191.77 89.13 -27.47 -124.99 -227.64 -323.45 -419.27 -515.08 Total KN 617.45 438.50 349.54 233.58 83.80 -15.86 -116.29 -251.09 -340.06 -429.02 -517.98		
	Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 SI Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.850 1.000 1.835 1.000 1.845 1.000 1	5 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 102.03 48.45 102.03 -48.45 -102.03 -242.27 125 DC KN 242.27 195.53 -242.27 195.55 -242.27 195.55 -242.27 195.55 -242.27 195.55 -242.27	HEAR per GI 1.50 DW WN 95.37 76 530 57.22 38.15 19.07 0.00 -19.07 -38.15 1.50 DW WN KN 95.37 FIEAR per GI 1.50 DW WN S38.15 1.57.22 -76.50 0.00 0.00 0.00 -19.07 -38.15 -57.22 -76.30 0.00 DW KN S38.15 -57.22 -76.50 0.00 DW KN S38.15 -57.22 -76.50 0.00 DW KN S5.37 -57.22 -76.50 0.00 DW KN S5.37 -57.22 -76.50 DW BD W KN -59.53 -57.22 -76.50 DW DW CN -59.53 -57.22 -76.50 -95.57 -26.50 -95.57 -27.22 -76.50 -95.57 -27.22 -76.50 -27.22 -76.50 -19.07 -38.15 -57.22 -76.50 -95.57 -27.22 -76.50 -19.07 -38.15 -57.22 -76.50 -19.07 -38.15 -57.22 -76.50 DW DW KN -19.07 -38.15 -57.22 -76.50 -77.22 -76.50 -95.57 -77.23 -76.50 -95.57 -77.22 -76.50 -95.57 -77.22 -76.50 -95.57 -77.22 -76.50 -95.57 -77.22 -76.50 -95.57 -90.00 -90.00 -90.07 -90.57 -95.57 -90.	RDER (Strength L75 Lane Load KN 149.97 119.97 89.98 59.99 20.99 0.00 -29.99 0.00 -29.99 -89.98 -119.97 -149.97 rdf -149.97 rdf -149.97 rdf -149.97 rdf -149.97 RDER (Strength 1.35 Lane Load KN 1.15 69 92.55 69.41 1.46 28 23.14 0.00 -23.14 -46.28 -69.41 1.15 69 92.55 -69.41 1.46 KN -62.85 -69.41 -62.85 -115 69 -115 69 -23.14 -46.28 -69.41 -62.55 -115 69 -115 69 -115 69 -115 69 -23.14 -62.85 -115 69 -115 72 -104 8 -524 -104 8 -524 -10	I Limit State) 1.75 Truck/Tanden KN 112.55 112.55 112.55 112.55 129.35 -6.31 -20.65 -20.55	L75 IM KN 37.14 17.5 9.68 -2.08 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -7.08 -1.05 -1.05 -1.05 -1.04 -16.04 -16.04 -16.04	Total KN 637.30 462.44 335.01 191.77 89.13 -27.47 -124.99 -227.64 -323.45 -419.27 -515.08 Total KN 617.45 438.50 349.54 233.54 233.54 83.80 -1586 -11629 -251.09 -340.06 -429.06 -429.06 -429.06		
	Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 SI Load Factor Location 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350	5 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 48.45 -102.03 -148.78 -195.53 -242.27 S 1.25 DC KN 242.27 195.53 148.78 102.03 -148.78 -195.53 148.78 -102.03 -148.78 -195.53 -242.27 195.53 148.78 -102.03 -148.78 -102.03 -148.78 102.03 48.45 0.00	HEAR per GI 1.50 DW KN 95.37 76.50 38.15 19.07 0.000 -19.07 -38.15 -57.22 -76.50 -57.22 -76.50 -57.22 -76.50 -57.22 -76.50 55.37 DW KN 95.37 76.30 57.22 -76.30 57.22 -76.30 57.22 -76.50 DW KN 95.37 DW KN 95.37 -57.22 -76.30 57.22 -76.50 DW KN 95.37 -57.22 -76.50 DW KN 95.37 -57.22 -76.50 DW KN 95.37 -57.22 -76.50 DW KN 95.37 -57.22 -76.50 DW KN 95.37 -57.22 -76.50 DW KN 95.37 -57.22 -76.50 -95.37 -95.57	RDER (Strength Lane Load KN 149.97 119.97 89.98 59.99 29.99 0.00 -29.99 -89.98 -119.97 -149.97 RDER (Strength 1.35 Lane Load KN 115.69 9.255 69.41 13.55 Lane Load KN 115.69 9.255 69.41 46.28 -23.14 -46.28 -69.41 -92.55 -115.69 111 Linni State 1.49.97 -23.14 -46.28 -69.41 -92.55 -115.69 -110.48 -5.24 0.00 -5.24 -5.24 -5.24 0.08	I Limit State) 1.75 Truck/Tanden KN 112 55 129,35 -6.31 -20,65 -48,60 -48,60 -48,60 -20,86 -20,86 -20,90	L75 IM KN 37.14 17.53 9.68 -2.08 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -6.82 -7.00 -1.00 -1.004 -16.04 -16.04 -16.04	Total KN 637.30 462.44 335.01 191.77 89.13 -27.47 -124.99 -227.64 -323.45 -419.27 -515.08 Total KN 617.45 438.50 349.54 233.58 83.380 -15.86 -116.29 -340.06 -429.02 -517.98		



DGCS 12.4.3.2-2	Nominal Mor	ment Resistance, Mn = Aps/px Area of Prestree Distance from I Area of Prestree Distance from I Area of Non-PP Stress in Mid S Distance from I Specified Compy With of Compy New With, Inforcement, 1.33 Times the Cracking Momy Modulus of Rug Compressive SI Total Unfactor Section Modulus Section Modulus Section Modulus Section Modulus Section Modulus Prestress Varial Ratio of Minima mand Ratio for F Factored Flexus Actual Moment	$\left(\frac{dp}{2} + \frac{a}{2} \right) + 4i$ sing Steel, in Prestressing 3 xtreme Compre- setressed Tensis teel Tension Ree teel Compressio teel Compressio teel Compressive teressive Strengti ression Face of Factored Mome mt, pure, ress in Concrete d Dead Load W so for the Extrem an Yield Streng kxure, an Resistance,	st $s\left(ds = \frac{a}{2}\right) = .$ Steel at Nominal is assion Fiber to Ce on Reinforcement at Ni inforcement at	A'sf's $\left(d's = \frac{a}{2}\right)^{-1}$ Bending Resistan mitroid of Prestree mitroid of Prestree mitroid of Non-Pr at Nominal Flexural R mitroid of Non-Pr at Nominal Flexural R is Days, fr + $\gamma_{2}fepe$) Sec Prestress Forces Prestress Forces missile Strength of) + 0.85f'c() ce. ssing Tendons, tesistance, estressed Reini aral Resistance orcement, 	$\frac{bw}{ts}\left(\frac{a}{2}-\frac{bw}{ts}\right)$	Mn TS TS T T Aps fps dp As fs ds A's fs ds A's fc b b W Mcr 1.33*Ma Mcr fc fc Sc Snc	= 3,598.08 = 0 = 0 = 7,389.03 = 4200 = 1,192.00 = 0 = 0 = 28 = 2,000 = 2,000 = 0,000 = 624.70 = 3,784.05 = 624.70 = 3,784.05 = 624.70 = 3,784.05 = 624.70 = 3,995.55 = 156,160,665	S KN-m mm ² mm ² mm ² mm mm mm mm mm mm mm mm KN-m
DGCS 12.4.3.3 DGCS 12.4.3.3-1	Limits of Rei	Mn = Apsfps Area of Prestre Average Stress Distance from I Area of Non-Pr Stress in Mid S Distance from I Specified Comp With of Comp Specified Comp With of Comp Cracking Monn Modulus of Rug Compressive St T otal Unfactors Section Moduly Frestress Varial Ratio of Minim mand Ratio for F Factored Flevu Actual Moment	(dp = a/2) + Au ssing Steel, in Prestressing 1 ixtreme Compressing ixtreme Compressing i	steel at Nominal I sisten lat Nominal I sisten lat Nominal I sisten Fiber to Ce man, Reinforcement inforcement at N sister Fiber to Ce ment, on Reinforcement sister Fiber to Ce a of Concrete at 2 the Member, at Required, Mer = $\gamma_1 (\gamma_1)$ e due to Effective forment Acting on me Fiber of the No actor, the Ultimate Te	A'sf's $\left(d's - \frac{\alpha}{2}\right)^{\alpha}$ Bending Resistan introid of Prestree ominal Flexural F natroid of Non-Pr at Nominal Flexural F natroid of Non-Pr at Nominal Flexural F Nominal Flexural F Prestress Forces the Non-Compo Section, on-Composite Section, on-Composite Section, on-Composite Section, on-Composite Section,) + 0.85f'c() ce. essing T endons, lesistance, estressed Reint aral Resistance orcement, mathematical and the second state of the second state of the second the seco	$(a - bw)ts(\frac{a}{2} - bw)ts(\frac$	s 2 Aps fps dp As fs ds ds A'w fs ds ds ds ds Mar 1.33*Ma Mor fr fcpe Mdr Sc Snc Snc	$\begin{array}{c} = & 0 \\ = & 0 \\ = & 0 \\ = & 7,389 \\ 0 \\ = & 420 \\ = & 420 \\ = & 1,192 \\ 0 \\ = & 0 \\ = & 0 \\ = & 0 \\ = & 0 \\ = & 0 \\ = & 0 \\ = & 0 \\ = & 2,000 \\ = & 2,000 \\ = & 2,000 \\ = & 2,000 \\ = & 2,000 \\ = & 2,000 \\ = & 624,70 \\ = & 3,784 \\ 0 \\ = & 624,70 \\ = & 624,70 \\ = & 624,70 \\ = & 624,70 \\ = & 624,70 \\ = & 624,70 \\ = & 626,600 \\ = & 566,660 \\ = & 66$	0 mm ² 0 MPa 0 mm 3 mm ⁴ 0 MPa 0 mm 0 mm 0 mm 0 mm 0 mm 0 MPa 0 mm 0 kN-m 0
DGCS 12.4.3.3 DGCS 12.4.3.3-1	Limits of Rei Capacity/Der	Area of Prestres Average Stress Distance from I Area of Non-PI Stress in Mild S Distance from I Area of Non-PI Stress in Mild S Distance from I Specified Comp Width of Comp Width of Comp Width of Comp Web Width, nforcement , 1.33 Times the Cracking Mome Modulus of Rug Compressive SI T otal Unfactore Section Modulu Flexural Cracki Prestress Varial Ratio of Minim mand Ratio for F Factored Flexu Actual Moment	sing Steel, in Prestressing 5 Extreme Compre- estressed Tensis teel Tension Re- Extreme Compre- sision Re-inforce internet Compre- sision Re- inforce Compre- sision Face of 1 Factored Mome- mat, plure, ress in Concrete vid Dead Load M bead Load M bead Load K beat Load K	Steel at Nominal I ession Fiber to Ce on Reinforcement inforcement at N ession Fiber to Ce ment, ssion Fiber to Ce of Concrete at 2 the Member, and Required, $Mer = \gamma_1 [(\gamma_1)]$ e due to Effective forment Acting on ne Fiber of the Ne ne Fiber of the Ne net fiber of the Ne net of the Net Net Net Net Net Net Net Net Net Net Net Net Net Net Net	Bending Resistan natroid of Prestree 	ce. ssing Tendons, tesistance, estressed Reint aral Resistance oroement, <i>Mdnc</i> (S) site Section, site Section, ction,	$\left[\frac{c}{c}-1\right]$	2 Aps fps dp As fs ds A's fs d's fs d's fs d's Mor 1.33*Ma Mor fs fs Se Snc	$\begin{array}{c} = & 0 \\ = & 0 \\ = & 0 \\ = & 7,389.03 \\ = & 420 \\ = & 420 \\ = & 420 \\ = & 0 \\ = & 0 \\ = & 0 \\ = & 0 \\ = & 0 \\ = & 0 \\ = & 0 \\ = & 0 \\ = & 2,000 \\ = & 2,000 \\ = & 2,000 \\ = & 2,000 \\ = & 0 \\ = & 0 \\ = & 3,784.05 \\ = & 624.70 \\ = & 624.70 \\ = & 624.70 \\ = & 624.70 \\ = & 624.70 \\ = & 624.70 \\ = & 624.51 \\ = & 624$	0 mm ² 0 MPa 0 mm 3 mm ² 0 MPa 0 mm 0 mm ² 0 MPa 0 mm 0 MPa 0 MPa
DGCS 12.4.3.3 DGCS 12.4.3.3	Limits of Rei	Area of Prestre Average Stress Distance from I Area of Non Pr Stress in Midl S Distance from I Stress in Midl S Distance from I Specified Comp Width of Comp Web Width, Inforcement, 1.33 Times the Cracking Mome Modulus of Rug Compressive St Total Unfactore Section Moduls Section Moduls Section Moduls Prestress Varial Ratio of Minim mand Ratio for F Factored Flexu Actual Moment	ssing Steel, in Prestressing 1 Sixtreme Compre- estressed Tensis teel Tension Ree Sixtreme Compre- ssion Reinforce teel Compressio (Streme Compre- ressive Strength ression Face of Factored Mome- mit, sturene, ress in Concrete d Dead Load W so for the Extrem g Variability Factor- gibity Factor- my Yield Streng lexure, an Resistance,	Steel at Nominal I sission Fiber to Ce on Reinforcement inforcement at Ni sission Fiber to Ce ment, on Reinforcement sission Fiber to Ce o of Concrete at 2 the Member, int Required, $Mer = \gamma_2 \left(\gamma_1 f \right)$ edue to Effective foment Acting on the Fiber of the Ne ne Fiber of the Ne actor, the Ultimate Te	Bending Resistan natioid of Prestree ominal Flexural P natioid of Non-Pr at Nominal Flexu mpression Reinfi (8 Days, fr + yzfepe)Se Prestress Forces the Non-Compo omposite Section, on-Composite Section, on-Composite Section,	ce. ssing Tendons, lesistance, estressed Reint aral Resistance orcement, <i>Mdne</i> (Si Sn site Section, ction,	broement, $\left[\frac{c}{c} = 1\right]$	Aps fps dp dp	$\begin{array}{c} = & 0 \\ = & 0 \\ = & 0 \\ = & 7,389.03 \\ = & 420 \\ = & 1,192.00 \\ = & 0 \\ = & 0 \\ = & 0 \\ = & 0 \\ = & 0 \\ = & 0 \\ = & 0 \\ = & 28 \\ = & 2,000 \\ = & 228 \\ = & 2,000 \\ = & 228 \\ = & 2,000 \\ = & 228 \\ = & 2,000 \\ = & 228 \\ = & 2,000 \\ = & 228 \\ = & 2,000 \\ = & 288 \\ = & 3,784.05 \\ = & 624.70 \\ = & 3,784.05 \\ = & 624.70 \\ = & 3,784.05 \\ = & 624.70 \\ = & 3,784.05 \\ = & 624.70 \\ = & 3,784.05 \\ = & 624.70 \\ = & 3,784.05 \\ = & 624.70 \\ = & 3,784.05 \\ = & 624.70 \\ = & 3,784.05 \\ = & 624.70 \\ = & 3,784.05 \\ = & 624.70 \\ = & 3,784.05 \\ = & 624.70 \\ = & 624.70 \\ = & 3,784.05 \\ = & 624.70 \\ =$	0 mm ² 0 MPa 0 mm 3 mm ² 0 MPa 0 mm 0 mm ² 0 MPa 0 mm 0 kN-m 0 kN
DGCS 12.4.3.3 DGCS 12.4.3.3-1	Limits of Rei Capacity/Der	Average Stress Distance from I Area of Non Pr Stress in Mild S Distance from B Area of Compr Stress in Mild S Distance from I Specified Comp Width of Comp Section Modulu Section Modulu Sec	in Prestressing 1 ixtreme Compressi- teel Tension Re- fixtreme Compressi- ixtreme Compressi- ixtreme Compressi- ixtreme Compressi- ixtreme Compressi- ension Face of 1 Factored Mome- mat, plure, ress in Concrete d Dead Load W is for the Extrem is	Steel at Nominal I ession Fiber to Ce mon Reinforcement at N ession Fiber to Ce ment, on Reinforcement at N ession Fiber to Ce a of Concrete at 2 the Member, at Required, $Mer = \gamma_{1} (\gamma_{1})$ e due to Effective forment Acting on me Fiber of the Ne actor, the Ultimate Te	Bending Resistan matroid of Prestree ominal Flexural R introid of Non-Pr at Nominal Flexural R is Days, fr + y ₂ fcpe)Sc Prestress Forces the Non-Compo pomposite Section, on-Composite Section, on	ce. ssing T endons, essing T endons, estressed Reini aral Resistance orcement, <i>Mdtnc</i> (<i>St</i> <i>Sn</i> state Section, 	$\left[\frac{c}{c} + 1\right]$	fps dp As fs ds A'w fs ds d's fc b bw Mcr 1.33*Ma Mor fr fcpe Mdnc Sc Snc	$\begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$) MPa) MPa) mm) mm⁴) MPa) mm⁴) mm⁴) mm⁴) MPa) mm) MPa) mm) MPa) mm) KN-m) KN-m) KN-m 3 MPa) MPa 3 MPa 5 KN-m) MPa 5 KN-m
DGCS 12.4.3.3 DGCS 12.4.3.3-1	Limits of Rei Capacity/Det	Distance from 1 Area of Non Pr Stress in Mild S Distance from 1 Area of Compru- Stress in Mild S Distance from 1 Specified Comp Web Width, an forcement, 1 33 Times the Cracking Mome Modulus of Rug Compressive SI T otal Unfactore Section Modulus Section Modulus Flexural Cracking Prestress Varial Ratio of Minim mand Ratio for F Factored Flexur Actual Moment	Extreme Compre- sestressed Tensis teel Tension Re- function Re- funct	ession Fiber to Ce on Reinforcement at N ession Fiber to Ce ment, ssion Fiber to Ce ment, and Reinforcement ssion Fiber to Cc of Concrete at 2 the Member, and Required, $Mer = \gamma_1 \left(\gamma_1\right)$ edue to Effective forment Acting on the Fiber of the Ne tector, the Ultimate Te	ntroid of Prestree minal Flexural R ntroid of Non-Pr at Nominal Flex ompression Reinfi 8 Days, fr + yzfcpe)Sc Prestress Forces the Non-Compo omposite Section, on-Composite Section on-Composite Section	ssing Tendons, Resistance, estressed Reint aral Resistance orcement, Mdne(S) site Section, ction,	$\left[\frac{c}{c}-1\right]$	dp As 55 ds A's fs d's fs d's fc b b w Mor 1.33*Ma Mor fr fs fe Se Snc	$\begin{array}{c} = & 0 \\ = & 7,389.03 \\ = & 420 \\ = & 1,192.00 \\ = & 0 \\ = & 0 \\ = & 0 \\ = & 0 \\ = & 280 \\ = & 2,000 \\ = & 2,000 \\ = & 2,000 \\ = & 2,000 \\ = & 624.70 \\ = & 624.70 \\ = & 3,784.03 \\ = & 624.70 \\ = & 3,784.05 \\ = & 65,166,665 \\ = & 156,166,665 \end{array}$	1 mm
DGCS 12.4.3.3 DGCS 12.4.3.3-1	Limits of Rei Capacity/Der	Area of Non Pr Stress in Mild S Distance from E Area of Compy Stress in Mild S Distance from E Specified Comp Width of Comp Web Width, nforcement , 1.33 Times the Cracking Mome Modulus of Rug Compressive St Total Unfactore Section Moduls Section Moduls Section Moduls Section Moduls Prestress Varial Ratio of Minim mand Ratio for F Factored Flexu Actual Moment	estressed Tensis teel Tension Re Extreme Compression Reinforce teel Compression Extreme Compre- ressive Strength ression Face of Factored Mome mit, Putre, ress in Concrete d Dead Load W so for the Extrem g Variability Factor is for the Extrem g Variability Factor mity Yield Streng lexure, al Resistance,	on Reinforcement inforcement at N ssion Fiber to Ce- ment, on Reinforcement ssion Fiber to Ce of Concrete at 2 the Member, at Required, $Mer = \gamma_2 \left(\gamma_3\right)$ edue to Effective foment Acting on the Fiber of the Ne ne Fiber of the Ne actor, the Ultimate Te	innial Flexural R natroid of Non-Pr at Nominal Flexo mpression Reinfi S Days, fr + γ _Z f cpe)Sc Prestress Forces the Non-Composite Section, on-Composite Section, on-Composite Section, on-Composite Section,	tesistance, estressed Reint ural Resistance orcement, $Mdme\left(\frac{S}{Sp}\right)$	$\left[\frac{c}{c} + 1\right]$	As fs ds A's fs fs fc b b b w Mcr 1.33*Ma Mcr fc pe Mdnc \$s c Snc	$\begin{array}{rrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrr$	1 mm ² 1 MPa 1 mm 1 kN-m
DGCS 12.4.3.3 DGCS 12.4.3.3-1	Limits of Ref	Stress in Mild S Distance from B Area of Compr Stress in Mild S Distance from II Specified Comp Width of Comp Width of Comp Web Wilth, nforcement , 1 33 Times the Cracking Monn Modulus of Rug Compressive SI Total Unfactor Total Unfactor Section Modulu Section Modulu Flexural Crack Prestress Varial Ratio of Minim mand Ratio for F Factored Flexur Actual Moment	teel T ension Re xtreme Compre- saion Reinforces teel Compression Extreme Compre- ressive Strength ression Face of 1 Factored Mome- mt, pture, ress in Concrete with Dead Load M is for the Extrem- tion G Variability Factor, ann Yield Strengy lexure, al Resistance,	inforcement at Ni ssion Fiber to Cerment, ssion Fiber to Cerment, on Reinforcement ssion Fiber to Cc of Concrete at 2 the Member, at Required, $Mer = \gamma_3 \left[(\gamma_1) \right]$ e due to Effective forment Acting on me Fiber of the No actor, th to Ultimate Te	ominal Flexural R ntroid of Non-Pr at Nominal Flexu mpression Reinfi (8 Days, fr + y ₂ f cpe)Sc Prestress Forces the Non-Compo pomposite Section, on-Composite Section on-Composite Section	tesistance, estressod Reint aral Resistance orcement, Mdne (Si Sn site Section, ction,	$\left[\frac{c}{c}-1\right]$	fs ds A's fs d's fs d's fc b b b W Mcr 1.33*Ma Mcr fc fc Sc Ssc Ssc	= 420 $= 1,192.00$ $= 0$ $= 0$ $= 0$ $= 2,000$ $= 2,000$ $= 2,000$ $= 624.70$ $= 624.70$ $= 624.70$ $= 624.70$ $= 156,160,665$ $= 156,160,665$	0 MPa 0 mm 0 mm ² 0 MPa 0 mm 0 MPa 0 MPa 0 KN-m 8 MPa 0 MPa 8 MPa
DGCS 12.4.3.3 DGCS 12.4.3.3-1	Limits of Rei Capacity/Det	Distance from E Area of Compry Stress in Mild S Distance from I Specified Comp Web Width, aforcement, 1.33 Times the Cracking Moma Modulus of Rug Compressive SI T otal Unfactore Section Modulu Flexural Cracki Prestress Varial Ratio of Minim mand Ratio for F Factored Flexu Actual Moment	Extreme Compro- ression Reinforce (compression Face of 1) Factored Mome- mit, pture, ress in Concrete ed Dead Load W is for the Extrem ing Variability Factor ibity Factor mity Yield Streng lexure, all Resistance,	ession Fiber to Ce rment, on Reinforcement ession Fiber to Cc of Concrete at 2 the Member, and Required, $Mer = \gamma_3 \left[(\gamma_1) \right]$ e due to Effective forment Acting on the Fiber of the Ne net Fiber of the Ne N	ntroid of Non-Pr at Nominal Flax ompression Reinfe is Days, fr + y ₂ fcpe)Se Prestress Forces the Non-Compo omposite Section, on-Composite Section, on-Composite Section,	estressed Reint aral Resistance orcement, 	c - 1)	ds A's fr fs d's fc b b w Mcr 1.33*Ma Mcr fr fr fr fr fr ge Mdnc Se Snc	$\begin{array}{rrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrrr$	0 mm 0 mm ² 0 MPa 0 mm 8 MPa 0 mm 0
DGCS 12.4.3.3 DGCS 12.4.3.3-1	Limits of Rei Capacity/Der	Area of Compression Midd Section 2014 Area of Compression Midd Section 2014 Area 2014	ession Reinforce teel Compressio Extreme Compre- ressive Strength ression Face of Factored Mome mit, pture, ress in Concrete d Dead Load W s for the Extren g Variability Facility Factored Line Extren g Variability Factor pility Factor, am Yield Streng lexure, al Resistance,	ment, on Reinforcement ssion Fiber to Cc of Concrete at 2 the Member, ant Required, $Mer = \gamma_1 \left(\gamma_1\right)$ due to Effective forment Acting on the Fiber of the Ne textor, the Ultimate Te	at Nominal Flax ompression Reinfi 8 Days, fr + yzfepe)Se Prestness Forces the Non-Compo omposite Section, on-Composite Section, on-Composite Section,	ural Resistance orcement, 	<u>c</u> t)]	A's fs d's fc b b w Mor 1.33*Ma Mor fr fcpe Mdnc Sc Snc	= 0 = 0 = 0 = 28 = 2,000 = 2,000 = 2,000 = 0,000 = 624,70 = 3,784.05 = 624,70 = 3,784.05 = 624,70 = 3,784.05 = 0,000 = 0,0000 = 0,0000 = 0,000 = 0,000 = 0,000 = 0,000 = 0,	0 mm ² 0 MPa 0 mm 9 MPa 0 mm 0 mm 0 mm 0 mm 0 mm 0 kN-m 5 KN-m 0 KN-m 8 MPa 0 MPa 8 KN-m 5 KM-m
DGCS 12.4.3.3 DGCS 12.4.3.3-1	Limits of Ref	Stress in Mild S Distance from I Specified Comp Width of Comp Web Width, nforcement , 1 33 Times the Cracking Momi Modulus of Rup Compressive SI Modulus of Rup Compressive SI Total Unfactor Section Modulu Flexural Cracki Prestress Varial Ratio of Minim mand Ratio for F Factored Flexur Actual Moment	teel Compressic Extreme Compre- ressive Strength ression Face of ' Factored Mome- mt, oture, ress in Concrete di Dead Load M is for the Extrem is for the Extrem is for the Extrem ig Variability Factor, ann Yield Streng lexure, al Resistance,	on Reinforcement ssion Fiber to Cc a of Concrete at 2 the Member, ant Required, $Mer = \gamma_{J} (\gamma_{L})$ e due to Effective forment Acting on me Fiber of the No actor, th to Ultimate Te	at Nominal Flaxs mpression Reinfi (2 Days, (r + γ ₂ fcpe)Se Prestress Forces the Non-Compo pomposite Section, on-Composite Sectio	aral Resistance proement, Mdnc (Sr site Section, ction,	<u>e</u>)]	fs d% fc b b bw Mcr 1.33*Ma Mcr fcpe fcpe Mdnc Se Snc	= 0 = 0 = 2,000 = 2,000 = 2,000 = 624,70 = 624,70 = 624,70 = 624,70 = 3,784,06 = 624,70 = 156,160,665 = 156,160,665	MPa 0 mm 8 MPa 0 mm 0 mm 0 mm 0 kN-m 5 KN-m 6 MPa 0 MPa 8 KN-m 5 KM-m
DGCS 12.4.3.3 DGCS 12.4.3.3-1	Limits of Ref	Distance from I Specified Comp Width of Comp Web Width, a forcement, 1.33 Times the Cracking Mome Modulus of Rug Compressive SI Total Unfactor Section Modulu Section Modulu Flexural Crackin Prestress Varial Ratio of Minim mand Ratio for F Factored Flexur Actual Moment Capacity Dema	Extreme Compro- ressive Strength ression Face of 1 Factored Mome- mit, pure, ress in Concrete and Dead Load W is for the Extrem ing Variability Factor pility Factor m Yield Streng lexure, al Resistance,	ession Fiber to Cc of Concrete at 2 the Member, and Required, $Mer = \gamma_3 \left(\gamma_4\right)$ e due to Effective forment Acting on the Fiber of the Neuron the to Ultimate Te	mpression Reinfe 8 Days, fr + y ₂ f cpc)Sc Prestress Forces the Non-Compo pomposite Section, on-Composite Section, on-Composite Section,	Mdnc (Sn	ct)]	d's fc b bw Mcr 133*Ma Mcr fr fcpe fcpe Sc Sc Snc	= 0 = 28 = 2,000 = 2,000 = 624.70 = 624.70 = 3,784.05 = 624.70 = 3,33 = 0 = 899.58 = 156,160,665 = 666.665	0 mm 8 MPa 0 mm 0 mm 0 KN-m 5 KN-m 0 KN-m 3 MPa 0 MPa 8 KN-m 5 km-m
DGCS 12.4.3.3 DGCS 12.4.3.3-1	Limits of Rei Capacity/Der	Specified Comp With of Comp Web With, nforcement , 1 33 Times the Cracking Monn Modulus of Rug Compressive St Total Unfictors Section Modula Section Modula Section Modula Section Modula Section Modula Prestress Varial Ratio of Minim mand Ratio for: F Factored Flexu Actual Moment	ressive Strength ression Face of Factored Mome ant, Plure, ress in Concrete d Dead Load W is for the Extren g Variability Facior Sity Factor, am Yield Streng kxure, al Resistance,	the Member, and Required, $Mer = \gamma_3 \left(\gamma_3\right)$ is due to Effective forment Acting on the Fiber of the No actor, th to Ultimate Te	8 Days, fr + y ₂ fcpe)Se Prestness Forces the Non-Compo omposite Section, on-Composite Section, on-Composite Section, on-Composite Section,	Mdnc (Sn site Section, ction,	$\left[\frac{c}{c}-t\right]$	fc b bw Mcr 1.33*Ma Mcr fr fcpe fcpe Mdnc Sc Snc	= 28 = 2,000 = 2,000 = 624,77 = 3,784.05 = 624,70 = 3,784.05 = 624,70 = 3,784.05 = 156,160,665 = 156,160,665	S MPa mm mm mm KN-m KN-m KN-m MPa MPa MPa S KN-m cmm ³
DGCS 12.4.3.3 DGCS 12.4.3.3-1	Limits of Rei Capacity/Der	width of Comp Width of Comp Web Width, a forcement, 1 33 Times the Cracking Monn Modulus of Rug Compressive Signal Modulus of Rug Compressive Signal Modulus of Rug Compressive Signal Modulus of Rug Compressive Signal Section Modulu Fexural Crack Prestress Varial Ratio of Minim mand Ratio for F Factored Flexur Actual Moment Capacity Dema	Factored Mome mt, pture, ress in Concrete d Dead Load M bead Load M is for the Extrem g Variability Factor, ann Yield Streng kxure, al Resistance,	In the Member, Int Required, $Mer = \gamma_3 \left[(\gamma_1) \right]$ In the test of the test of the test of the New York (the test of the New York (the test of the New York (the test of the test of test	fr + y ₂ fcpe)Sc Prestress Forces the Non-Compo omposite Section, on-Composite Se msile Strength of	Mdnc (Sn	<u>c</u> t)]	b b bw Mcr 1.33*Ma Mcr fr fcpe fcpe Sc Sc Snc	= 2,000 = 2,000 = 624.70 = 3,784.05 = 624.70 = 3.83 = 0 = 8899.55 = 156,160,665) mm) mm) mm) KN-m) KN-m) KN-m) MPa 3 KN-m 3 KN-m
DGCS 12.4.3.3 DGCS 12.4.3.3-1	Limits of Ref	Web Width, nforcement , 1.33 Times the Cracking Monte Modulus of Rug Compressive SI Total Unfactors Section Modulus Section Modulus	Factored Mome ant, Poture, ress in Concrete d Dead Load W is for the Extrem g Variability Factor Juity Factor ann Yield Streng kxure, al Resistance,	In Required, $Mer = \gamma_3 \left(\gamma_1 f\right)$ e due to Effective foment Acting on the Fiber of the Ne actor, th to Ultimate Te	fr + y _Z fcpe)Sc Prestress Forces the Non-Compo mposite Section, cm-Composite Se msile Strength of	Mdnc (Single Section, Strength Section, Strength Section,	<u>c</u> 1)]	bw Mcr 1 33*Ma Mcr fr fcpe Mdnc Sc Snc	= 2,000 = 2,000 = 3,784.05 = 624.70 = 3,784.05 = 624.70 = 3,333 = 0 = 899.58 = 156,160,665	0 mm 0 KN-m 5 KN-m 0 KN-m 6 MPa 9 MPa 8 KN-m 6 mm ³
DGCS 12.4.3.3	Limits of Rei	nforcement, 1.33 Times the Cracking Momu Modulus of Rug Compressive St Total Unfactore Section Modulus Section Modulus	Factored Mome ant, pture, ress in Concrete d Dead Load M is for the Extrem is for the Extrem is for the Extrem g Variability Factor, am Yield Streng lexure , al Resistance,	Int Required, $Mer = \gamma_1 \left(\gamma_X\right)$ is due to Effective forment Acting on the Fiber of the No actor, the Ultimate Te	fr + y _Z f cpe)Sc Prestress Forces the Non-Compo omposite Section, on-Composite Sec msile Strength of	Mdnc (Sn	<u>e</u>)]	Mcr 1.33*Ma Mcr fr fcpe Mdnc Sc Snc	= 624.70 = 3,784.05 = 624.70 = 3,384.05 = 624.70 = 3,33 = 0 = 899.55 = 156,160,665) KN-m 5 KN-m 6 KN-m 6 MPa 9 MPa 8 KN-m 5 KN-m 5 cm ³
DGCS 12.4.3.3	Limits of Rei	nforcement, 1 33 Times the Cracking Mome Modulus of Rug Compressive SI T otal Unfactor Section Modulu Section Modulu Flexural Cracki Prestress Varial Ratio of Minimu mand Ratio for F Factored Flexur Actual Moment	Factored Mome ant, Pure, ress in Concrete d Dead Load N is for the Extrem ng Variability Fr Storthe Extrem N Variability Factor, am Yield Streng lexure, al Resistance,	Int Required, $Mer = \gamma_3 \left(\gamma_5\right)$ e due to Effective forment Acting on the Fiber of the Come Fiber of the Nettor, the Ultimate Te	fr + y ₂ f cpe)Se Prestress Forces the Non-Compo omposite Section, on-Composite Se msile Strength of	Mdnc (Sn	c1)]	Mcr 1.33*Ma Mcr fr fcpe Mdnc Sc Snc	= 624.70 $= 3.784.03$ $= 624.70$ $= 3.33$ $= 0.0$ $= 899.58$ $= 156,160,665$ $= 6666.665$) KN-m 5 KN-m) KN-m 3 MPa 3 MPa 8 KN-m 5 KN-m
DGCS 12.4.3.3-1	Limits of Ref Capacity/Der	1.33 Times the Cracking Mom Modulus of Rug Compressive St Total Unfactore Section Modulu Flexural Crackin Prestress Varial Ratio of Minim mand Ratio for F Factored Flexu Actual Moment Capacity Dema	Factored Mome nt, pture, ress in Concrete d Dead Load M is for the Extrem is for the Extrem the Extrem is for the Extrem is for the Extrem the Extrem is for the Extrem is for the Extrem the Extrem is for the	In the Required, $Mer = \gamma_1 \left[(\gamma_1) \right]$ is due to Effective foment Acting on the Fiber of the Come Fiber of the Net Actor, the Ultimate Te	fr + y ₂ fcpe)Se Prestress Forces the Non-Compo omposite Section, on-Composite Se ensile Strength of	Mdnc (Single Section,	€)]	Mcr 1.33*Ma Mcr fr fcpe Mdnc Sc Snc	= 024.00 $= 3.784.05$ $= 624.70$ $= 3.33$ $= 0$ $= 899.58$ $= 156,160,665$ $= 6666,665$	5 KN-m 5 KN-m 6 MPa 9 MPa 8 KN-m 5 KN-m
DGCS 12.4.3.3-1	Capacity/Det	1 33 Times the Cracking Momu Modulus of Ruj Compressive St Total Unfactore Section Modulu Section Modulu Section Modulu Flexural Cracki Prestress Varial Ratio of Minim mand Ratio for F Factored Flexu Actual Moment Capacity Dema	ractored Mome mt, pture, ress in Concrete ed Dead Load W is for the Extrem is for the Extrem is for the Extrem is for the Extrem of Variability Factor, am Yield Streng lexure, al Resistance,	and Required, $Mer = \gamma_1 (\gamma_1)$ e due to Effective foment Acting on ne Fiber of the Co ne Fiber of the No actor, th to Ultimate Te	Fr + y ₂ fcpre)Se Prestress Forces the Non-Compo omposite Section, on-Composite Section ensile Strength of	Mdnc $\binom{St}{Sn}$ site Section, ction,	c 1)	fr fr fcpe Mdne Se Sne	= 3.784.05 = 624.70 = 3.33 = 0 = 899.58 = 156,160,665 = 666.665	5 KN-m 5 MPa 5 MPa 6 MPa 8 KN-m 5 mm ³
DGCS 12.4.3.3-1	Capacity/Det	Cracking Mom Modulus of Ruj Compressive ST T otal Unfactors Section Modulu Section Modulu Flexural Cracki Prestress Varial Ratio of Minim mand Ratio for F Factored Flexur Actual Moment Capacity Dema	nt, ress in Concrete d Dead Load M is for the Extrem g Variability Fa- cional for the Extrem g Variability Fa- ctor, ann Yield Streng lexure, al Resistance,	$Mer = \gamma_3 (\gamma_1)$ e due to Effective foment Acting on me Fiber of the Co me Fiber of the No actor, th to Ultimate Te	fr + yzfepe)Se Prestress Forces the Non-Compo omposite Section, on-Composite Se ensile Strength of	Mdne $\left(\frac{3}{5n} \right)$ site Section, ction,	c 1)]	fr fcpe Mdnc Sc Snc	= 624.70 = 3.33 = 0 = 899.58 = 156,160,665 = 65,666,667	3 MPa 3 MPa 3 MPa 3 KN-m
	Capacity/Det	Modulus of Ruj Compressive St Total Unfactors Section Moduli Flexural Cracki Prestress Varial Ratio of Minim mand Ratio for F Factored Flexu Actual Moment Capacity Dema	oture, rees in Concrete d Dead Load N is for the Extrem is for the Extrem g Variability Fa- ctor, ann Yield Streng lexure, al Resistance,	e due to Effective forment Acting on ne Fiber of the Co ne Fiber of the No actor, th to Ultimate Te	Prestress Forces the Non-Compo omposite Section, on-Composite Se ensile Strength of	(Sn site Section, ction,	κ /]	fr fcpe Mdnc Sc Snc	= 3.33 = 0 = 899.58 = 156,160,665 = 66,666,665	8 MPa 9 MPa 8 KN-m
	Capacity/Det	Modulus of Ruy Compressive St Total Unfactore Section Modulu Flexural Cracki Prestress Varial Ratio of Minim mand Ratio for F Factored Flexu Actual Moment Capacity Dema	oture, ress in Concrete ed Dead Load M iss for the Extrem iss for the Extrem ing Variability Factor, ann Yield Streng lexure, al Resistance,	e due to Effective Ioment Acting on ne Fiber of the Co ne Fiber of the No actor, gth to Ultimate Te	Prestress Forces the Non-Compo omposite Section, on-Composite Sec ensile Strength of	site Section,		tr fcpe Mdnc Sc Snc	= 3.33 = 0 = 899.58 = 156,160,665 = 65,555,657	3 MPa 3 MPa 3 KN-m 5 mov ²
	Capacity/Der	Compressive ST Total Unfactore Section Module Section Module Flexural Cracki Prestress Varial Ratio of Minim mand Ratio for F Factored Flexuu Actual Moment Capacity/Dema:	ress in Concrete d Dead Load M is for the Extrem is for the Extrem ing Variability Fr bility Factor, am Yield Streng lexure, al Resistance,	e due to Effective forment Acting on me Fiber of the Co me Fiber of the No actor, with to Ultimate Te	Prestress Forces the Non-Compo omposite Section, on-Composite Sec ensile Strength of	site Section, ction,		fcpe Mdnc Sc Snc	= 0 = 899.58 = 156,160,665 = 66,665,667	MPa 8 KN-m
	Capacity/Det	Total Unfactore Section Modulu Section Modulu Flexural Cracki Prestress Varial Ratio of Minim mand Ratio for F Factored Flexur Actual Moment Capacity/Dema:	id Dead Load N is for the Extrem is for the Extrem ing Variability Fa- bility Factor, ann Yield Streng lexure, al Resistance,	Ioment Acting on ne Fiber of the Co ne Fiber of the Ne actor, th to Ultimate Te	the Non-Compo omposite Section, on-Composite Sec ensile Strength of	site Section, ction,	-	Mdnc Sc Snc	= 899.58 = 156,160,665 = 65,665,665	KN-m
	Capacity/Der	Section Module Section Module Flexural Cracki Prestress Varial Ratio of Minim mand Ratio for F Factored Flexur Actual Moment Capacity/Dema:	is for the Extrem is for the Extrem ing Variability Fa- bility Factor, ann Yield Streng lexure, al Resistance,	ne Fiber of the Co ne Fiber of the Ne actor, th to Ultimate Te	omposite Section, on-Composite Se ensile Strength of	ction,		Sc Suc	= 156,160,665	from 3
	Capacity/Det	Section Module Flexural Cracki Prestress Varial Ratio of Minim mand Ratio for F Factored Flexur Actual Moment Capacity/Dema:	is for the Extrem ng Variability Fa bility Factor, am Yield Streng lexure, ral Resistance,	ne Fiber of the Ne actor, th to Ultimate Te	on-Composite Se	ction,		Snc	= 65.666.667	> man
	Capacity/Der	Flexural Cracki Prestress Varial Ratio of Minimu nand Ratio for F Factored Flexur Actual Moment Capacity/Dema	ng Variability Fa bility Factor, am Yield Streng lexure, al Resistance,	actor, th to Ultimate Te	nsile Strength of				- 00,000,007	7 mm ³
	Capacity/Det	Prestress Varial Ratio of Minim nand Ratio for F Factored Flexus Actual Moment Capacity/Dema	bility Factor, am Yield Streng lexure, al Resistance,	th to Ultimate Te	ensile Strength of			¥1	= 1.60)
	Capacity/Det	Ratio of Minim nand Ratio for F Factored Flexu Actual Moment Capacity/Dema	am Yield Streng lexure, al Resistance,	th to Ultimate Te	ensile Strength of			32	= 1.00	2
	Capacity/Der	nand Ratio for F Factored Flexu Actual Moment Capacity Dema:	lexure, al Resistance,			the Reinforcen	nent,	73	= 0.75	5
	Capacity/Der	nand Ratio for F Factored Flexus Actual Moment Capacity/Dema:	lexure, al Resistance,							
		Factored Flexus Actual Moment Capacity Dema:	al Resistance,							
		Actual Moment Capacity Demai			Mr = OMn			Mr	= 3 238 27	7 KN-m
		Capacity Dema	Required					Ma	= 2.845.15	5 KN-m
		ALTER DESIGNATION OF A DECK AND A	nd Ratio					Mr.Ma	= 1 13817	,
			in the table						4.13017	
	Caralle B.	ion Summer .	Floren							
	Capacity Des	agn Summary to	r Flexure,							
		1	12112				-	1 20 2 2 20 2		1
	10.0457	Number of	Remt. Bar	Tension Side	Area of Reinf.	c	3	Check if Steel	Factored Flexural	_
	Location	Reinf. Bars	Diameter	Location	Bars		- 10 -	Yields	Resistance, Mr	
		pc/s,	mm		mm ²	nm	mm	0.6 > c/d	KN-m	-
	0.000	6	28	Bottom	3694.51	38.351	32.599	OK!	1824.33	
	1.835	5	28	Bottom	3694.51	38.351	32.599	OK!	1824.33	
	3.670	8	28	Bottom	4926.02	51.135	43.465	OK!	2421.20	
	5.505	10	28	Bottom	6157.52	63.919	54.331	OK!	3012.45	1
	7,340	12	28	Bottom	7389.03	76,703	65.197	OK!	3598.08	
	9.175	12	28	Bottom	7389.03	76.703	65.197	OK!	3598.08	
	11.010	12	28	Bottom	7389.03	76 703	65 197	OK!	3598.08	
	12.845	10	28	Bottom	6157.52	63 919	54331	OK	3012.45	
	14.680	8	28	Bottom	4026.02	\$1 135	43.465	OKI	2421.20	-
	14.000	0		Bottom	4920.02	28.261	43,403	ON	1824.22	
	10.515	0	20	Bottom	3094,31	36.351	32,399	ON	1024.33	
	18,350	D	28	Bottom	3094,51	38,551	32,399	OK!	1024.33	1
	Capacity/Der	nand Ratio Desig	gn Summary fo	a Flexare,						
				the second second						
				Moment			Canacity De			
	Location	Mcr	1.33"Ma	Ma	Govern	Mr	mand Ratio	Remarks		
		KN-m	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m	AND RATE			
	0.000	624.70	0.00	0.00	0.00	1824.33	1.000	OK!		
	1.835	624,70	-1239.45	-931.91	931.91	1824,33	1.958	OK!		
	3.670	624.70	-2251.54	-1692.89	1692.89	2421.20	1.430	OK!		
			2020 62	2221 11	2271.11	3012.45	1.326	OK!		
	5.505	624.70	-3020.57	-66/1,11	and the second se					
	5,505	624.70 624.70	-3020.57	-2648 19	2648.19	3598.08	1.359	OK!		
	5.505 7.340 9.175	624.70 624.70 624.70	-3020.57 -3522.10 -3784.05	-2648.19	2648.19 2845.15	3598.08	1.359	OK!		
	5,505 7,340 9,175	624.70 624.70 624.70	-3020.57 -3522.10 -3784.05	-2648.19 -2845.15	2648.19 2845.15	3598.08 3598.08	1.359	OK! OK!		
	5.505 7.340 9.175 11.010	624.70 624.70 624.70 624.70	-3020.57 -3522.10 -3784.05 -3614.30	-2648.19 -2845.15 -2717.52	2648.19 2845.15 2717.52	3598.08 3598.08 3598.08	1.359 1.265 1.324	0K! 0K! 0K!		
	5.505 7.340 9.175 11.010 12.845	624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70	-3020.57 -3522.10 -3784.05 -3614.30 -3183.58	-2648,19 -2845,15 -2717,52 -2393,67	2648.19 2845.15 2717.52 2393.67	3598.08 3598.08 3598.08 3012.45	1.359 1.265 1.324 1.259	OKI OKI OKI OKI		
	5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680	624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70	-3020.57 -3522.10 -3784.05 -3614.30 -3183.58 -2412.36	-2648.19 -2648.19 -2845.15 -2717.52 -2393.67 -1813.81	2648.19 2845.15 2717.52 2393.67 1813.81	3598.08 3598.08 3598.08 3012.45 2421.20	1.359 1.265 1.324 1.259 1.335	0K! 0K! 0K! 0K! 0K!		
	5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515	624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70	-3020.37 -3522.10 -3784.05 -3614.30 -3183.58 -2412.36 -1319.86	-2211,11 -2648,19 -2845,15 -2717,52 -2393,67 -1813,81 -992,37	2648.19 2845.15 2717.52 2393.67 1813.81 992.37	3598.08 3598.08 3598.08 3012.45 2421.20 1824.33	1.359 1.265 1.324 1.259 1.335 1.838	0K! 0K! 0K! 0K! 0K!		
	5 505 7,340 9,175 11,010 12,845 14,680 16,515 18,350	624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70	-3020.37 -3522.10 -3784.05 -3614.30 -3183.58 -2412.36 -1319.86 0.00	-2211.11 -2648.19 -2845.15 -2717.52 -2393.67 -1813.81 -992.37 0.00	2648.19 2845.15 2717.52 2393.67 1813.81 992.37 0.00	3598.08 3598.08 3598.08 3012.45 2421.20 1824.33 1824.33	1.359 1.265 1.324 1.259 1.335 1.838 1.000	OK! OK! OK! OK! OK! OK!		
	5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350	624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70	-3020.37 -3522.10 -3784.05 -3614.30 -3183.58 -2412.36 -1319.86 0.00	-2211.11 -2648.19 -2845.15 -2717.52 -2393.67 -1813.81 -992.37 -0.00	2648.19 2845.15 2717.52 2393.67 1813.81 992.37 0.00	3598.08 3598.08 3012.45 2421.20 1824.33 1824.33	1.359 1.265 1.324 1.259 1.335 1.838 1.000	0K! 0K! 0K! 0K! 0K! 0K!		
	5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Design for Shear :	624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70	-3020.57 -3522.10 -3784.05 -3614.30 -3183.58 -2412.36 -1319.86 0.00	-2211.11 -2648.19 -2845.15 -2717.52 -2393.67 -1813.81 -992.37 -0.00	2648.19 2845.15 2717.52 2393.67 1813.81 992.37 0.00	3598.08 3598.08 3598.08 3012.45 2421.20 1824.33 1824.33	1.359 1.265 1.324 1.259 1.335 1.838 1.000	0K! 0K! 0K! 0K! 0K! 0K!		
	5 505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.650 16.515 18.350 Design for Shear : Number of Sh	624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70	-3020 57 -3522.10 -3784.05 -3614.30 -3183.58 -2412.36 -1319.86 0.00	-2648.19 -2648.15 -2717.52 -2393.67 -1813.81 -992.37 -0.00	2648.19 2845.15 2717.52 2393.67 1813.81 992.37 0.00	3598.08 3598.08 3598.08 3012.45 2421.20 1824.33 1824.33	1.359 1.265 1.324 1.259 1.335 1.838 1.000	0K! 0K! 0K! 0K! 0K! 0K! 0K!	-= 2	2 pc/s
	5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Design for Shear : Number of Sh Area of Shear	624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70	-3020 57 -3522.10 -3784.05 -3614.30 -3183.58 -2412.36 -1319.86 0.00 ment,	-2248.19 -2648.19 -2845.15 -2717.52 -2393.67 -1813.81 -992.37 0.00	2648.19 2845.15 2717.52 2393.67 1813.81 992.37 0.00	3598.08 3598.08 3598.08 3012.45 2421.20 1824.33 1824.33	1.359 1.265 1.324 1.259 1.335 1.838 1.000	0K! 0K! 0K! 0K! 0K! 0K! 0K! 0K!	= 2 = 402.12	2 pc/s 2 mm ²
DOCS 12.5.2.8	5 505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.650 16.515 18.350 Design for Shear : Number of Sh Area of Shear Effective Shea	624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 8 ear Leg Reinforce Reinforcement, ar Depth,	-3020 57 -3522,10 -3784,05 -3614,30 -3183,58 -2412,36 -1319,86 0.00 ment,	-2648.19 -2648.19 -2845.15 -2717.52 -2399.67 -1813.81 -992.37 0.00	2648.19 2845.15 2717.52 2393.67 1813.81 992.37 0.00	3598.08 3598.08 3598.08 3012.45 2421.20 1824.33 1824.33	1.359 1.265 1.324 1.259 1.335 1.838 1.000	OK!	= 2 = 402.12 = 1,144.00	2 pc/s 2 mm ² 3 mm
DGCS 12.5.28 DGCS 12.5.28-2	5 505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.650 16.515 18.350 Design for Shear : Number of Sh Area of Shear Effective Shea	624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70	-3020 57 -3522,10 -3784,05 -3614,30 -3183,58 -2412,36 -1319,86 0.00 ment, ment, ment, ment,	-2648,19 -2648,19 -2845,15 -2717,52 -2393,67 -1813,81 -992,37 0.00	2648.19 2845.15 2717.52 2393.67 1813.81 992.37 0.00	3598.08 3598.08 3598.08 3012.45 2421.20 1824.33 1824.33	1.359 1.265 1.324 1.259 1.335 1.338 1.000	OK! OSee	= 2 = 40212 = 1,144.00 = 1,072.80	2 pc/s 2 mm ² 3 mm 3 mm
DGCS 12.5.2.8 DGCS 12.5.2.8-2	5 505 7,340 9,175 11,010 12,845 14,680 16,515 18,350 Design for Shear : Number of Sh Area of Shear Effective Shea	624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70	-3020 57 -3522,10 -3784,05 -3614,30 -3183,58 -2412,36 -1319,86 0.00 ment, tp + Asfyds rs + Asfy	-2648.19 -2648.19 -2845.15 -2717.52 -2393.67 -1813.81 -992.37 -0.00	2648.19 2845.15 2717.52 2393.67 1813.81 992.37 0.00	3598.08 3598.08 3598.08 3012.45 2421.20 1824.33 1824.33	1.359 1.265 1.324 1.259 1.335 1.838 1.000	OK! OK!	= 2 = 402 12 = 1,144.00 = 1,144.00	2 pc/s 2 mm ² 0 mm 0 mm 0 mm
DGCS 12.5.2.8 DGCS 12.5.2.8-2 DGCS 12.5.3.3-4	5 505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.650 16.515 18.350 Design for Shear : Number of Sh Area of Shear Effective Shea	624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70	-3020 57 -3522 10 -3784.05 -3614.30 -3183.58 -2412.36 -1319.86 0.00 mment, 	-2648 19 -2648 19 -2845.15 -2717.52 -2393.67 -1813.81 -992.37 0.00	2648.19 2845.15 2717.52 2393.67 1813.81 992.37 0.00	3598.08 3598.08 3598.08 3012.45 2421.20 1824.33 1824.33	1.359 1.265 1.324 1.259 1.335 1.838 1.000	OK! OK!	= 2 = 402 12 = 1,144.00 = 1,072 80 = 0,0013 ⁻⁰	2 pc/s 2 mm ² 3 mm 9 mm 7
DGCS 12.5.2.8 DGCS 12.5.2.8-2 DGCS 12.5.3.3-4	5 505 7,340 9.175 11.010 12.845 14.650 16.515 18.350 Design for Shear : Number of Sh Area of Shear Effective Shea Net Longitudi	624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70 624.70	-3020 57 -3522.10 -3784.05 -3614.30 -3183.58 -2412.36 -1319.86 0.00 ment, tp + Asfyds rs + Asfy in the Section a	-2648 19 -2648 19 -2845.15 -2717.52 -2393.67 -1813.81 -992.37 0.00	2648.19 2845.15 2717.52 2393.67 1813.81 992.37 0.00	3598.08 3598.08 3598.08 3012.45 2421.20 1824.33 1824.33 1824.33	1.359 1.265 1.324 1.259 1.335 1.335 1.838 1.000	OK! OK!	= 2 = 40212 = 1,144.00 = 1,072.80 = 1,144.00 = 0.00137	2 pc/s 2 mm ² 3 mm 9 mm 9 mm 7
DGCS 12.5.28 DGCS 12.5.28-2 DGCS 12.5.33-4	5 505 7.340 9.175 11.010 12 845 14.680 16.515 18.350 Design for Shear : Number of Sh Area of Shear Effective Shea	$\begin{array}{c} 624.70 \\ 624.70 \\ 624.70 \\ 624.70 \\ 624.70 \\ 624.70 \\ 624.70 \\ 624.70 \\ 624.70 \\ 624.70 \\ 624.70 \\ 624.70 \\ c24.70 \\ c24.7$	-3020 57 -3522 10 -3754.05 -3614.30 -3183.58 -2412.36 -1319.86 0.00 ment, tp + Asfyds is + Asfy is the Section a 5Nu + Vu -	-2648 19 -2648 19 -2845 15 -2717.52 -2399.67 -1813.81 -992.37 0.00 t the Centroid of Kpl = Apsfpa	2648.19 2845.15 2717.52 2393.67 1813.81 992.37 0.00	3598.08 3598.08 3598.08 3012.45 2421.20 1824.33 1824.33 1824.33	1.359 1.265 1.324 1.259 1.335 1.838 1.000	OK1 OK2 OK2 OK2 OK2 OS4 O.72h \$_1	= 2 = 402.12 = 1,144.00 = 1,072.88 = 1,144.00 = 0.00137	2 pc/s 2 mm ² 3 mm 0 mm 7
DGCS 12.5.2.8 DGCS 12.5.2.8-2 DGCS 12.5.3.3-4	5 505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.650 16.515 18.350 Design for Shear : Number of Sh Area of Shear Effective Shea Net Longitudi	$\begin{array}{c} 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 1624.70\\$	-3020 57 -3522.10 -3784.05 -3614.30 -3183.58 -2412.36 -1319.86 0.00 mment, 	-2648 19 -2648 19 -2845.15 -2717.52 -2393.67 -1813.81 -992.37 0.00 t the Centroid of Vpl – Apsfpa ps	2648.19 2845.15 2717.52 2393.67 1813.81 992.37 0.00	3598.08 3598.08 3598.08 3012.45 2421.20 1824.33 1824.33 1824.33	1.359 1.265 1.324 1.259 1.335 1.838 1.000	OK1 OK2	= 2 = 402 12 = 1,144.00 = 1,072.80 = 1,144.00 = 0,00137	2 pc/s 2 mm ² 3 mm 2 mm 2 mm 7
DGCS 12.5.28 DGCS 12.5.28-2 DGCS 12.5.3.4	5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.650 16.515 18.350 Design for Shear : Number of Sh Area of Shear Effective Shea Net Longitudi	$\frac{624.70}{624.70}$ $\frac{624.70}{624.70}$ $\frac{624.70}{624.70}$ $\frac{624.70}{624.70}$ $\frac{624.70}{624.70}$ $\frac{624.70}{624.70}$ ear Leg Reinforcement. ar Depth. $\frac{de}{de} = \frac{Aps/psc}{Aps/pt}$ nal Tensile Strain $\frac{[Mu]}{e_s} = \frac{de}{de}$ Factored Moment	-3020 57 -3522 10 -3784.05 -3614.30 -3183.58 -2412.36 -1319.86 -1319.86 -0.00 mment, 	-2648 19 -2648 19 -2845 15 -2717.52 -2393.67 -1813.81 -992.37 0.00 t the Centroid of Kpl = Apsfpa ps con loss than V-	2648.19 2845.15 2717.52 2395.67 1813.81 992.37 0.00	3598.08 3598.08 3598.08 3012.45 2421.20 1824.33 1824.33 1824.33	1.359 1.265 1.324 1.259 1.335 1.335 1.838 1.000	OK1 OK2 No OK1 OK1 OK2 No OK2 No OS2 No JMail	= 2 = 40212 = 1,144.00 = 1,072.80 = 1,144.00 = 0.00137	2 pc/s 2 mm ² 3 mm 0 mm 0 mm 7
DGCS 12.5.28 DGCS 12.5.28-2 DGCS 12.5.3.3-4	5 505 7.340 9.175 11.010 12 845 14.680 16.515 18 350 Design for Shear : Number of Sh Area of Shear Effective Shea	$\frac{624.70}{624.70}$ 62	-3020 S7 -3522 10 -3754.05 -3614.30 -3183.58 -2412.36 -1319.86 0.00 ment, tp + Asfyds rs + Asfy in the Section at $SNu \pm Vu = EsAs + EpA$ ml, not to be tal Events	-2648 19 -2648 19 -2845.15 -2717.52 -2399.67 -1813.81 -992.37 0.00 t the Centroid of <i>Vpl</i> = <i>Apsfpa</i> <i>ps</i> cen less than [Vu-	2648.19 2845.15 2717.52 2393.67 1813.81 992.37 0.00	3598.08 3598.08 3598.08 3012.45 2421.20 1824.33 1824.33	1.359 1.265 1.324 1.259 1.335 1.838 1.000	OK1 OK2	= 2 = 402.12 = 1,144.00 = 1,072.88 = 1,144.00 = 0,00137 = 580.99 = 580.99	2 pc/s 2 mm ² 3 mm 0 mm 7 2 KN-m 0 KN-m
DGCS 12.5.2.8 DGCS 12.5.2.8-2 DGCS 12.5.3.3.4	5 505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.650 16.515 18.350 Design for Shear : Number of Sh Area of Shear Effective Shea Net Longitudi	$ \begin{array}{c} 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 1624.7$	-3020 57 -3522 10 -3784.05 -3614.30 -3183 58 -2412 36 -1319.86 -1319.86 -0.00 ment, 	-2648 19 -2648 19 -2845.15 -2717.52 -2393.67 -1813.81 -992.37 0.00 t the Centroid of Vp] - Apsfpa ps cen less than [Vu-	2648.19 2845.15 2717.52 2393.67 1813.81 992.37 0.00	3598.08 3598.08 3598.08 3012.45 2421.20 1824.33 1824.33	1.359 1.265 1.324 1.259 1.335 1.838 1.000	OK1 OK2 IMal Nu	= 2 = 402 12 = 1,144.00 = 1,072.80 = 0,00137 = 580.99 = 0.00	2 pc/s 2 mm ² 0 mm 0 mm 0 mm 7 7 6 KN-m 0 KN
DGCS 12.5.2.8 DGCS 12.5.2.8-2 DGCS 12.5.3.3-4 DGCS 12.5.3.3-5	5 505 7,340 9,175 11,010 12,845 14,680 16,515 18,350 Design for Shear : Number of Sh Area of Shear Effective Shea Net Longitudi	$ \begin{array}{c} 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 100\\ 624.70\\ 100\\ 624.70\\ 100\\ 624.70\\ 100\\ 624.70\\ 100\\ 624.70\\ 100\\ 624.70\\ 100\\ 624.70\\ 100\\ 100\\ 100\\ 100\\ 100\\ 100\\ 100\\ 1$	-3020 S'-3522.10-3784.05-3614.30-3183.58-2412.36-1319.860.00ment, $p + Asfyds$ in the Section a SNu + Vu - EsAs + EpA mt, not to be tal Force, Symbol State	-2648 19 -2648 19 -2845 15 -2717.52 -2399.67 -1813 81 -992.37 0.00 i the Centroid of Vpl = Apsfpa ps cen less than [Vu- 38 6 (2)	2648.19 2845.15 2717.52 2395.67 1813.81 992.37 0.00	3598.08 3598.08 3598.08 3012.45 2421.20 1824.33 1824.33	1.359 1.265 1.324 1.259 1.335 1.838 1.000	OKI OSKI	= 2 = 402.12 = 1,144.00 = 1,072.88 = 1,144.00 = 0,00137 = 580.99 = 0.00 = 783.87	2 pc/s 2 mm ² 3 mm 0 mm 0 mm 7 2 KN-m 3 KN 7
DGCS 12.5.2.8 DGCS 12.5.2.8-2 DGCS 12.5.3.3-4 DGCS 12.5.3.3-5	5 505 7 340 9 175 11.010 12 845 14.650 16.515 18.350 Design for Shear : Number of Sh A rea of Shear Effective Shea Net Long itudi	$\begin{array}{c} 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 1624.70\\ 624.70$	$\frac{-3020 \text{ S}^{7}}{-3522 \cdot 10}$ $\frac{-3784.05}{-3522 \cdot 10}$ $\frac{-3784.05}{-3614.30}$ $\frac{-3183.58}{-2412.36}$ $\frac{-2412.36}{-1319.86}$	-2648 19 -2648 19 -2845.15 -2717.52 -2399.67 -1813.81 -992.37 0.00 t the Centroid of Vp1 = Apsfpa ps cen less than [Vu- 38 0.63	2648.19 2845.15 2717.52 2393.67 1813.81 992.37 0.00	3598.08 3598.08 3012.45 2421.20 1824.33 1824.33	1.359 1.265 1.324 1.259 1.335 1.838 1.000	OK1 OK2 IMu Nu Su	= 2 = 402 12 = 1,144.00 = 1,072.80 = 0,00137 = 580.99 = 0.00 = 783.87	2 pc/k 2 mm ² 0 mm 0 mm 7 7 9 KN-m 7
DGCS 12.5.28 DGCS 12.5.28.2 DGCS 12.5.28.2 DGCS 12.5.3.3.4 DGCS 12.5.3.3.5	5 505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.650 16.515 18.350 Design for Shear : Number of Sh Area of Shear Effective Shea Net Longitudi	$ \begin{array}{c} 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 100\\ 624.70\\ 100\\ 100\\ 100\\ 100\\ 100\\ 100\\ 100\\ 1$	$\frac{-3020 57}{3522 10}$ $\frac{-3522 10}{-3784.05}$ $\frac{-3514.30}{-3614.30}$ $\frac{-3614.30}{-3183.58}$ $\frac{-2412.36}{-1319.86}$ $\frac{-1319.86}{-0.00}$ ment, $\frac{4p + Asfyds}{as + Asfy}$ in the Section a 5Nu + [Vu - EsAs + EpA +	-2648 19 -2648 19 -2845 15 -2717,52 -2393,67 -1813,81 -992,37 0,00 t the Centroid of <i>Vp</i>] = <i>Apsfpa</i> <i>ps</i> cen less than [Vu- 38 0,63	2648.19 2845.15 2717.52 2393.67 1813.81 992.37 0.00	3598.08 3598.08 3598.08 3598.08 3012.45 2421.20 1824.33 1824.33 1824.33	1.359 1.265 1.324 1.259 1.335 1.335 1.000	OK! OK!	= 2 = 40213 = 1,144.00 = 1,072.80 = 1,144.00 = 0,00137 = 580.99 = 0.00 = 783.87 = 25	2 pc/s 2 mm ² 3 mm 3 mm 3 mm 3 mm 9 KN-m 9 KN-m 5 mm
DGCS 12.5.2.8 DGCS 12.5.2.8-2 DGCS 12.5.3.3-4 DGCS 12.5.3.3-5	5 505 7.340 9.175 11.010 12 845 14.680 16.515 18.350 Design for Shear : Number of Sh Area of Shear Effective Shea	$ \begin{array}{c} 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ 624.70\\ c_{g} = \frac{Apsfpsc}{Apsfpsc}\\ de = \frac{Apsfpsc}{Apsfpsc}\\ de = \frac{Apsfpsc}{Apsfpsc}\\ de = \frac{Apsfpsc}{Apsfpsc}\\ Factored MomeFactored Axial 2Parameter, \\ Maximum AggiLesser of Either$	$\frac{-3020 \text{ S}^{7}}{-3522 \cdot 10}$ $\frac{-3784.05}{-3514.30}$ $\frac{-3614.30}{-31835.58}$ $\frac{-2412.36}{-1319.86}$ $\frac{-1319.86}{0.00}$ ment, $\frac{10}{10} + Asfyds$ $\frac{10}{10} + Asfyds$	-2648 19 -2648 19 -2845 15 -2717.52 -2399.67 -1813 81 -992.37 0.00 the Centroid of Vpl = Apsfpa ps cen less than [Vu- 38 0.63 mum Distance of	2648.19 2845.15 2717.52 2393.67 1813.81 992.37 0.00 the Tension Rein Vpidv,	3598.08 3598.08 3598.08 3012.45 2421.20 1824.33 1824.33 forcement,	1.359 1.265 1.324 1.259 1.335 1.335 1.338 1.000	OK! OK! NV Av dv 0.9de 0.72h \$_{5}\$ IMal Nu \$_{w}\$ \$_{w}\$	= 2 $= 402.12$ $= 1,144.00$ $= 1,072.80$ $= 1,144.00$ $= 0.00137$ $= 0.00137$ $= 0.00$ $= 783.87$ $= 232$ $= 1144.00$	2 pc/s 2 mm ² 3 mm 3 mm 3 mm 3 mm 5 mm 5 mm 5 mm 5 mm

DGCS 12.5.3.2	Nominal	hear Resistance,						Vn	= 2605	65 KN
DGCS 12.5.3.2-1		The Nominal SI	hear Resistance	shall be determin	ed	Vn = Vc + Vs		Vn	= 2605.	65 KN
DGCS 12.5.3.2-2		as the lesser of				Vn = 0.25f'c	bvdv	Vn	= 3203.	20 KN
DGCS 12.5.3.2-3		Shear Resistance	e Provided of (Concrete,		$Vc = 0.083\beta$,	f'cbvdv	Ve	= 29	49 KN
DGCS 12.5.3.2-4		Shear Resistance	e Provided of	Steel Reinforceme	nt,	v. Avfytda	,	Vs	= 2576.	17 KN
						¥\$5				
-	Capacity/	Demand Ratio for F	lexure,							
		Factored Shear	Resistance,		$Vr = \oslash Vn$			Vr	= 2,605	65 KN-m
		Actual Shear R	equired,					Va	= 637.	30 KN-m
		Capacity/Dema	nd Ratio,					Vr/Va	= 4.088	57 OK!
	Capacity/	Demand Ratio Desig	an Summary f	or Shear,						
-								_		
		Number of	Snacing	Area of Shear	Actual Shear	Shear on	Factored	Canadity/De		
	Locati	n Shear Legs	opacing	Reinf.	Required, Va	SteeL, Vs	Shear, Vr	mand Ratio	Remarks	
		pc/s.	mm	mm²	KN	KN	KN			-
	0.000	- 2	50	402.12	637.30	2576.166	2605.652	4.08857	OK!	- IT
	1.835		100	402.12	462.44	1288.083	1317.569	2.84914	OK!	
	3,670	2	100	402.12	349,54	1288.083	1317.569	3.76943	OK!	
	5.505	2	150	402.12	233.58	858.722	888.207	3.80254	OK!	
	7,340	2	150	402.12	89,13	858.722	\$88,207	9.96527	OK!	-
	9.175	2	150	402.12	27.47	858.722	888.207	32.33257	OK!	-
	11.010	2	150	402.12	124.99	858.722	888.207	7.10602	OK!	-
	12.845	- 2	150	402.12	251.09	858.722	888.207	3.53734	OK!	
-	14.680	2	100	402.12	340.06	1288.083	1317.569	3.87457	OK!	-
	16.515	2	100	402.12	429.02	1288.083	1317.569	3.07114	OK	
	18,350	2	50	402.12	517,98	2576.166	2605.652	5.03044	OK!	-
	Trausver	e Remforcement Sp	ecifications,		hue		-			
DGC8 12.5.2.4	Mmmum	ransverse Reinforce	ment,	Au > 0.083	C (1)					
DGCS 12.5.2.4-1	Choose Choose	Canada .		111 414	19				1 202	70 MD-
DOCS 12.5, 2.0-1	Shear Stre	s on Concrete,		Vn - Wu - OV	p			Yu	= 1.392	/U MIPA
0000 12 5 2 5	Maximum	Passing of Teaurup	. P. S. farmer	" Øbvdv				0.1268-		50 Mm.
DOCS 12.5.2.0	Maximum	spacing of transvers	e Kemorcene	m _i				0.1251C	< 0.12 ⁴	30 MPa
DOCS 12 5 26.1				sinax = 0 8da	1 < 600mm			2 may	- 600	00 mm
DGCS 12.5.2.6-1				smax = 0.8d1 smax = 0.4d1	v ≤ 600mm < 300mm			Smax	= 600	00 mm
DGCS 12.5.2.6-1 DGCS 12.5.2.6-2	Gouering	Maximum Spacing o	fT mnglaria P	smax = 0.8d1 smax = 0.4d1	v ≤ 600mm v ≤ 300mm			smax smax	= 600 = 300	00 mm 00 mm
DGCS 12.5.2.6-1 DGCS 12.5.2.6-2	Governing	Maximum Spacing o	f Transverse R	smax = 0.8d1 smax = 0.4d1 einforcement,	v ≤ 600mm v ≤ 300mm			STURX STURX STURX	= 600 = 300 = 600	00 mm 00 mm 00 mm
DGCS 12.5.2.6-1 DGCS 12.5.2.6-2	Governing	Maximum Spacing o	fTransverse R	smax = 0.8d1 smax = 0.4d1 einforcement,	v ≤ 600mm v ≤ 300mm			smax smax smax	= 600 = 300 = 600	00 mm 00 mm 00 mm
DGCS 12.5.2.6-1 DGCS 12.5.2.6-2	Governing Capacity/	Maximum Spacing o Demand Ratio Desig	fTransverse R gn Summary f	smax = 0.8d1 smax = 0.4d1 einforcement, or Transverse Re	v ≤ 600mm v ≤ 300mm rinforcement,			SITIAX SITIAX SITIAX	= 600 = 300 = 600	00 mm 00 mm 00 mm
DGCS 12.5.2.6-1 DGCS 12.5.2.6-2	Governing Capacity/	Maximum Spacing o Demand Ratio Desig Number of	f Transverse R ga Summary f	smax = 0.8d1 smax = 0.4d1 einforcement, or Transverse Re	v ≤ 600mm v ≤ 300mm rinforcement, Minimum		Maximum	SITIAX SITIAX SITIAX	= 600 = 300 = 600	00 mm 00 mm 00 mm
DGCS 12.5.2.6-1 DGCS 12.5.2.6-2	Governing	Maximum Spacing o Demand Ratio Desig Number of Shear Legs	f Transverse R ga Summary f Spacing	smax = 0.8dt smax = 0.4dt einforcement, or Transverse Re Area of Shear Reinf,	o ≤ 600mm o ≤ 300mm einforcement, Minimum Shear Reint.	Capacity/De	Maximum Spacing	smax smax smax smax Capacity/De	= 600 = 300 = 600	00 mm 00 mm 00 mm
DGCS 12.5.2.6-1 DGCS 12.5.2.6-2	Governing Capacity Locati	Maximum Spacing o Demand Ratio Desig Number of Shear Legs Dc/s.	fTransverse R ga Summary f Spacing mm	smax = 0.8dt smax = 0.4ds einforcement, or Transverse Re Area of Shear Reinf. mm ²	o ≤ 600mm o ≤ 300mm einforcement, Minimum Shear Reinf. mm²	Capacity/De mand Ratio	Maximum Spacing mm	smax smax smax smax Capacity/De mand Ratio	= 600 = 300 = 600 Remarks	00 mm 00 mm 00 mm
DGCS 12.5.2.6-1 DGCS 12.5.2.6-2	Governing Capacity/ Locatk	Maximum Spacing o Demand Ratio Desig n Number of Shear Legs pc/s. 2	fTransverse R gn Summary f Spacing mm 50	smax = 0.8dt smax = 0.4dx einforcement, or Transverse Re Area of Shear Reinf. mm ² 402 12	o ≤ 600mm o ≤ 300mm einforcement, Min inum Shear Reinf. mm ² 31.37	Capacity/De mand Ratio 12.818	Maximum Spacing mm 600.000	Capacity/De mand Ratio	= 600 = 300 = 600 Remarks	00 mm 00 mm 00 mm
DGCS 12.5.2.6-1 DGCS 12.5.2.6-2	Governing Capacity/ Locatik 0.000 1.835	Maximum Spacing o Demand Ratio Design Number of Shear Legs pc/s. 2 2	f Transverse R gn Summary f Spacing mm 50 100	smax = 0.8dt smax = 0.4dt einforcement, or Transverse Re Area of Shear Reinf, mm² 402.12 402.12	v ≤ 600mm v ≤ 300mm einforcement, Minimum Shear Reinf. mm ² 31.37 62.74	Capacity/De mand Ratio 12.818 6.409	Maximum Spacing mm 600.000 600.000	Capacity/De mand Ratio 12.00000 6.00000	= 600 = 300 = 600 Remarks OK! OK!	00 mm 00 mm 00 mm
DGCS 12.5.2.6-1 DGCS 12.5.2.6-2	Governing Capacity/ Locatk 0.000 1.835 3.670	Maximum Spacing or Demand Ratio Desk Number of Shear Legs Pc/s. 2 2 2	f Transverse R gn Summary f Spacing mm 50 100 100	smax = 0.8dt smax = 0.4dt einforcement, or Transverse Re Area of Shear Reinf, mm ² 402.12 402.12	 	Capacity/De mand Ratio 12.818 6.409 6.409	Maximum Spacing mm 600.000 600.000 600.000	Capacity/De mand Ratio 12.00000 6.00000	= 600 = 300 = 600 Remarks OK! OK!	00 mm
DGCS 12.5.2.6-1 DGCS 12.5.2.6-2	Governing Capacity/ Locatk 0.000 1.835 3.670 5.505	Maximum Spacing or Demand Ratio Desg n Number of Shear Legs 2 2 2 2 2 2 2	fT ransverse R gn Summary f Spacing mm 50 100 100 150	smax = 0.8di smax = 0.4ds cinforcement, or Transverse Ref Area of Shear Reinf. mm ² 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12		Capacity/De mand Ratio 12.818 6.409 6.409 4.273	Maximum Spacing mm 600.000 600.000 600.000 600.000	Smax Smax Smax Smax Smax Smax Capacity/De mand Ratio 12.00000 6.00000 6.00000 4.00000	= 600 = 300 = 600 Remarks OK! OK! OK!	00 mm 00 mm 00 mm
DGCS 12.5.2.6-1 DGCS 12.5.2.6-2	Governing Capacity: Locatk 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340	Maximum Spacing o Demand Ratio Desk Number of Shear Legs Pc/s. 2 2 2 2 2 2 2 2 2	fT ransverse R gn Summary f Spacing mm 50 100 100 150 150	smax = 0.8di smax = 0.4ds einforcement, or Transverse Ref Area of Shear Reinf. mm ⁷ 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12		Capacity/De mand Ratio 12.818 6.409 6.409 4.273 4.273	Maximum Spacing mm 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000	Capacity/De mand Ratio 12.00000 6.00000 4.00000 4.00000	= 600 = 300 = 600 Remarks OK! OK! OK! OK!	00 mm 00 mm 00 mm
DGCS 12.5.2.6-1 DGCS 12.5.2.6-2	Governing Capacity/ Locatk 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175	Maximum Spacing o Demand Ratio Desi Number of Shear Legs Pc/s. 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2	fTransverse R spacing mm 50 100 100 150 150 150	smax = 0.8di smax = 0.4di einforcement, or Transverse Re Area of Shear Reinf. mm ² 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12		Capacity/De mand Ratio 12.818 6.409 4.273 4.273 4.273	Maximum Spacing mm 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000	Capacity/De mank and Ratio 12.00000 6.00000 4.00000 4.00000 4.00000	= 600 = 300 = 600 Remarks OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK!	00 mm 00 mm 00 mm
DGCS 12.5.2.6-1 DGCS 12.5.2.6-2	Governing Capacity/ Locatk 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010	Maximum Spacing or Demand Ratio Desig Number of Shear Legs pc/s. 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2	fTransverse R gn Summary f Spacing mm 50 100 100 150 150 150 150	smax = 0.8di smax = 0.4di einforcement, or Transverse Ro Area of Shear Reinf. mm² 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12		Capacity/De mand Ratio 12.818 6.409 6.409 4.273 4.273 4.273 4.273	Maximum Spacing mm 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000	Capacity/De mand Ratio 12.00000 6.00000 4.00000 4.00000 4.00000	= 600 = 300 = 600 Remarks OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK!	00 mm 00 mm 00 mm
DGCS 12.5.2.6-1 DGCS 12.5.2.6-2	Governing Capacity/ Locati 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845	Maximum Spacing o Demand Ratio Desig n Number of Shear Legs Pc/s. 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2	f Transverse R gs Summary f Spacing mm 50 100 100 150 150 150 150 150 150 150	smax = 0.8di smax = 0.4ds einforcement, or Transverse Ro Area of Shear Reinf, mm ² 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12	2 ≤ 600mm 2 ≤ 300mm einforcement, Minimum Shear Reinf. mm ² 31.37 62.74 62.74 94.11 94.11 94.11 94.11	Capacity/De mand Ratio 12,818 6,409 6,409 4,273 4,273 4,273 4,273 4,273	Maximum Spacing mm 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000	Capacity/De mand Ratio 12.00000 6.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000	= 600 = 300 = 600 Remarks OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK!	00 mm 00 mm 00 mm
DGCS 12.5.2.6-1 DGCS 12.5.2.6-2	Governing Capacity/ Locatk 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680	Maximum Spacing o Demand Ratio Desig Number of Shear Legs pc/s. 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2	FT mussions R an Summary f Spacing mm 50 100 100 150 150 150 150 150	smax = 0.8di smax = 0.4di cinforcement, or Transverse Re Area of Shear Reinf. mm ² 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12		Capacity/De mand Ratio 12.818 6.409 4.273 4.273 4.273 4.273 4.273 4.273 6.409	Maximum Spacing mm 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000	Capacity/De mand Ratio 12.00000 6.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000	= 600 = 300 = 600 Remarks OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK!	00 mm 00 mm 00 mm
DGCS 12.5.2.6-1 DGCS 12.5.2.6-2	Governing Capacity/ Locatk 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515	Maximum Spacing o Demand Ratio Desk Number of Shear Legs pc/s. 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2	Transverse R spacing mm 50 100 150 150 150 150 150 100 10	smax = 0.8di smax = 0.4di enforcement, or Transverse Re Area of Shear Reinf. mm ² 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12		Capacity/De mand Ratio 12.818 6.409 6.409 4.273 4.273 4.273 4.273 4.273 4.273 6.409 6.409	Maximum Spacing mm 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000	Smax Smax Smax Smax Smax Smax Capacity/De mand Ratio 12.00000 6.00000 6.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 6.00000	= 600 = 300 = 600 Remarks OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK!	
DGCS 12.5.2.6-1 DGCS 12.5.2.6-2	Governing Capacity/ Locatk 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350	Maximum Spacing o Demand Ratio Desig n Number of Shear Legs Pc/s. 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2	fT nuswerse R spacing mm 50 100 100 150 150 150 150 150 150 150	smax = 0.8di smax = 0.4di einforcement, or Transverse Re Area of Shear Reinf. mm ² 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12	2 ≤ 600mm 2 ≤ 300mm einforcement, Minimum Shear Reinf. mm ² 31.37 62.74 62.74 94.11 94.13 94.11 94.11 94.13 94.11 94.11 94.11 94.11 94.11 94.11 94.11 94.11 94.13 94.11 94.11 94.13 94.11 94.13 94.11 94.13 94.11 94.13 94.11 94.13 94.11 94.13 94.11 94.13 94.11 94.13 94.11 94.13 94.11 94.13 94.11 94.11 94.13 94.11 9	Capacity/De mand Ratio 12.818 6.409 6.409 4.273 4.273 4.273 4.273 4.273 6.409 6.409 12.818	Maximum Spacing mm 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000	Capacity/De mand Ratio 12.00000 6.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 6.00000 6.00000 6.00000 6.00000 6.00000	= 600 = 300 = 600 Remarks OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK!	00 mm 00 mm 00 mm
DGCS 12.5.2.6-1 DGCS 12.5.2.6-2	Governing Capacity/ Locatk 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350	Maximum Spacing o Demand Ratio Desk Number of Shear Legs pc/s. 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2	FT mussions R an Summary f Spacing mm 50 100 100 150 150 150 150 150	smax = 0.8di smax = 0.4di einforcement, or Transverse Re Area of Shear Reinf. mm ² 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12		Capacity/De mand Ratio 12.818 6.409 6.409 4.273 4.273 4.273 4.273 4.273 4.273 6.409 6.409 12.818	Maximum Spacing mm 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000	Capacity/De mand Ratio 12.00000 6.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 6.00000 6.00000 6.00000 6.00000 6.00000 12.00000	= 600 = 300 = 600 Remarks OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK!	00 mm 00 mm 00 mm
DGCS 12.5.2.6-1 DGCS 12.5.2.6-2	Governing Capacity/ Locatk 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Longitud	Maximum Spacing o Demand Ratio Desi Number of Shear Legs pc/s. 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2	fTransverse R an Summary f Spacing mm 50 100 150 150 150 150 150 150 150 150	smax = 0.8di smax = 0.4di einforcement, or Transverse Re Area of Shear Reinf. mm ² 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12		Capacity/De mand Ratio 12.818 6.409 6.409 4.273 4.273 4.273 4.273 4.273 4.273 6.409 6.409 12.818	Maximum Spacing mm 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000	Capacity/Demand Ratio 12.00000 6.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 5.00000 6.00000 5.000000 5.00000 5.00000 5.00000 5.00000 5.00000 5.00000 5.00000 5.00000 5.00000 5.00000 5.00000 5.00000 5.000000 5.00000 5.000000 5.000000 5.000000 5.000000 5.00000000	= 600 = 300 = 600 Remarks OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK!	
DGCS 12.5.2.6-1 DGCS 12.5.2.6-2 DGCS 12.5.2.6-2 DGCS 12.5.4 DGCS 12.5.4 DGCS 12.5.4-1	Governing Capacity/ Locatk 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Longitud	Maximum Spacing o Demand Ratio Desig n Number of Shear Legs Pc/s. 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2	fT nuswerse R spacing mm 50 100 100 150 150 150 150 150 150 150	smax = 0.8di smax = 0.4di einforcement, or Transverse Ro Area of Shear Reinf. mm ² 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12	$v \le 600mm$ $v \le 300mm$ einforcement, Minimum Shear Reinf. mm ² 31.37 62.74 62.74 94.11 94.11 94.11 94.11 94.11 94.11 94.11 94.11 94.11 94.13 94.11	Capacity/De mand Ratio 12.818 6.409 6.409 4.273 4.273 4.273 4.273 4.273 6.409 6.409 12.818 5Nu (Va øc (Va	Maximum Spacing mm 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000	Capacity/De mand Ratio 12.00000 6.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 6.00000 12.00000 12.00000	= 600 = 300 = 600 Remarks OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK!	
DGCS 12.5.2.6-1 DGCS 12.5.2.6-2 DGCS 12.5.2.6-2 DGCS 12.5.2.6-2 DGCS 12.5.3.4-1	Governing Capacity: Locatk 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.2845 14.680 16.515 18.350 Longitud	Maximum Spacing o Demand Ratio Desk Number of Shear Legs Pc/s. 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2	FT muswerse R gn Summary f Spacing mm 50 100 100 150 150 150 150 150	smax = 0.8di smax = 0.4di einforcement, or Transverse Re Area of Shear Reinf, mm ² 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12	$b \le 600mm$ $b \le 300mm$ einforcement, Minimum Shear Reint. mm ² 31.37 62.74 62.74 94.11 94	Capacity/De mand Ratio 12.818 6.409 4.273 4.273 4.273 4.273 4.273 6.409 6.409 12.818 5.Nu 0,c + (Va 0,c + (Va	Maximum Spacing mm 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000	Capacity/De mand Ratio 12.00000 6.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 1.00000 6.000000 6.000000 6.00000000	= 600 = 300 = 600 Remarks OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK!	00 mm 00 mm 00 mm
DGCS 12.5.2.6-1 DGCS 12.5.2.6-2 DGCS 12.5.2.6-2 DGCS 12.5.2.6-2 DGCS 12.5.3.4-1	Governing Capacity/ Locatk 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Longitud	Maximum Spacing o Demand Ratio Desig Number of Shear Legs 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2	FT ransverse R as Summary f Spacing mm 50 100 100 150 150 150 150 150	smax = 0.8di smax = 0.4di einforcement, or Transverse Re Area of Shear Reinf. mm ⁷ 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12 402.12	p ≤ 600mm p ≤ 300mm einforcement, Min imum Shear Reinf. mm ² 31.37 31.37 31.37 31.37 34.11 94.11	Capacity/De mand Ratio 12.818 16.409 4.273 4.273 4.273 4.273 4.273 4.273 4.273 4.273 5.409 12.818 5.Nu + (Va @v	Maximum Spacing mm 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 500.000 500.000 500.000 500.000 500.000 500.000 500.000 500.000 500.000 500.000 500.000 500.000	Capacity/De mand Ratio 12.00000 6.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 6.00000 6.00000 6.00000 6.00000 6.00000 6.00000 6.00000 6.00000 7.000000 7.00000 7.00000 7.00000 7.00000 7.00000 7.00000 7.00000 7.00000 7.00000 7.00000 7.00000 7.00000 7.00000 7.00000 7.00000 7.000000 7.000000 7.000000 7.00000000	= 600 = 300 = 600 Remarks OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK!	
DGCS 12.5.2.6-1 DGCS 12.5.2.6-2 DGCS 12.5.2.6-2 DGCS 12.5.2.6-2	Governing Capacity/ Locatk 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Longitud	Maximum Spacing o Demand Ratio Desig n Number of Shear Legs Pc/s. 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2	fT nurswerse R spacing mm 50 100 100 150 150 150 150 150	smax = 0.8di smax = 0.4di einforcement, or Transverse Re Area of Shear Reinf, mm ² 402.12	$b \le 600mm$ $b \le 300mm$ einforcement, Minimum Shear Reinf. mm ² 31.37 62.74 62.74 62.74 94.11 94	Capacity/De mand Ratio 12.818 6.409 6.409 4.273 4.273 4.273 4.273 4.273 6.409 6.409 12.818 5Nu { 0c + { 200 0c + { 200 0v	Maximum Spacing mm 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 Limit for Longitudial	Capacity/De mand Ratio 12.00000 6.00000 6.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 6.00000 2.00000 6.000000 6.00000 6.00000 6.000000 6.0000000 6.000000 6.000000 6.00000000	= 600 = 300 = 600 Remarks OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK!	
DGCS 12.5.2.6-1 DGCS 12.5.2.6-2 DGCS 12.5.2.6-2 DGCS 12.5.2.6-2 DGCS 12.5.3.4-1	Governing Capacity/ Locatis 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Longitud	Maximum Spacing o Demand Ratio Desk Performance of Shear Legs Performance of Shear Legs Performa	FT ransverse R gn Summary f Spacing mm 50 100 150 150 150 150 150 150 150 150	smax = 0.8di smax = 0.4di einforcement, or Transverse Ro Area of Shear Reinf, mm ² 402.12 40.12 40.12 40.12 40.12 40.12 40.12 40.12 40.12 40.12 40.12 40.12	$p \le 600mm$ $p \le 300mm$ einforcement, Minimum Shear Reinf. mm ² 31.37 62.74 62.74 62.74 94.11	Capacity/De mand Ratio 12.818 6.409 4.273 4.273 4.273 4.273 6.409 6.409 6.409 12.818 5.Nu + (Va Øc + (Va Øv + Vs KN	Maximum Spacing mm 600.000 600.	Capacity/De mand Ratio 12.00000 6.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 6.000000 6.00000000	= 600 = 300 = 600 Remarks OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK!	
DGCS 12.5.2.6-1 DGCS 12.5.2.6-2 DGCS 12.5.2.6-2 DGCS 12.5.3.4-1	Governing Capacity: Locatk Loc	Maximum Spacing o Demand Ratio Desig Number of Shear Legs pc/s. 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2	FT mussions of R gn Summary f Spacing mm 50 100 100 150 150 150 150 150 150 150	smax = 0.8di smax = 0.4di einforcement, or Transverse Re Area of Shear Reinf. mm ² 402.12 400.12 40	$b \le 600mm$ $b \le 300mm$ einforcement, Min imum Shear Reint. mm ² 31.37 62.74 62.74 62.74 94.11 94.12 10 10 10 10 10 10 10 10 10 10	Capacity/De mand Ratio 12.818 6.409 6.409 4.273 4.273 4.273 4.273 4.273 4.273 6.409 6.409 12.818 5. ^{Nu} + (<i>Va</i> <i>vs</i> KN 2576.166	Maximum Spacing mm 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 For SVs Limit for Longitudinal Reini, -650.782	Capacity/De mand Ratio 12.00000 6.00000 6.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 6.000000 6.00000000	= 600 = 300 = 600 Remarks OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK!	
DGCS 12.5.2.6-1 DGCS 12.5.2.6-2 DGCS 12.5.2.6-2 DGCS 12.5.4 DGCS 12.5.4 DGCS 12.5.3.4-1	Governing Capacity/ Locatk 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Longitud Locatk 0.000 1.835	Maximum Spacing o Demand Ratio Desig n Number of Shear Legs Pc/s. 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2	FT mussions of R an Summary of Spacing mm 50 100 150 150 150 150 150 150	smax = 0.8di smax = 0.4di einforcement, or Transverse Re Area of Shear Reinf. mm ² 402.12 40.00 40.00 0.000	$p \le 600mm$ $p \le 300mm$ einforcement, Minimum Shear Reinf. mm ² 31.37 62.74 62.74 62.74 62.74 94.11 94.12 10 10 10 10 10 10 10 10 10 10	Capacity/De mand Ratio 12.818 6.409 6.409 4.273 4.273 4.273 4.273 4.273 6.409 12.818 5.00 0 c + (Va 0 v Vs KN 2576.166 1288.083	Maximum Spacing mm 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 Limit for Longitudinal Rein f. -650.782 723.526	Capacity/De mand Ratio 12.00000 6.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 6.000000 6.00000 6.00000 6.00000 6.000000 6.00000000	= 600 = 300 = 600 Remarks OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK!	
DGCS 12.5.2.6-1 DGCS 12.5.2.6-2 DGCS 12.5.2.6-2 DGCS 12.5.2.6-2 DGCS 12.5.3.4-1	Governing Capacity/ Locatik 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Longitud Locatik Locatik	Maximum Spacing o Demand Ratio Desig Perks 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2	fT ransverse R gn Summary f Spacing mm 50 100 100 150 150 150 150 150 100 100	smax = 0.8di smax = 0.4di einforcement, or Transverse Re Area of Shear Reinf, mm ² 402.12 400.12 400.12 400.00 0.000 0.000	$p \le 600mm$ $p \le 300mm$ etinforcement, Minimum Shear Reinf. mm ² 31.37 62.74 62.74 94.11 94.12 9	Capacity/De mand Ratio 12.818 6.409 6.409 4.273 4.273 4.273 4.273 4.273 6.409 6.409 12.818 5 ^{Nu} + (<u>Va</u> <u>Øc</u> + (<u>Va</u> <u>Øv</u> Vs <u>KN</u> 2576.166 1288.083 1288.083	Maximum Spacing mm 600.000 723.526 1349.719	Capacity/De mand Ratio 12.00000 6.00000 6.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 6.00000 12.00000 12.00000 cot0 Capacity/De mand Ratio 2.38436 2.14463 1.53286	= 600 = 300 = 600 Remarks OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK!	
DGCS 12.5.2.6-1 DGCS 12.5.2.6-2 DGCS 12.5.2.6-2 DGCS 12.5.3.4-1 DGCS 12.5.3.4-1	Governing Capacity: Locatk Loc	Maximum Spacing o Demand Ratio Desig Number of Shear Legs pc/s. 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2	FT muswerse R gn Summary f Spacing mm 50 100 100 150 150 150 150 150	smax = 0.8di smax = 0.4di einforcement, or Transverse Re Area of Shear Reinf. mm ² 402.12 400.00 0.000 0.000 0.000	$p \le 600mm$ $p \le 300mm$ einforcement, Minimum Shear Reint. mm ² 31.37 62.74 94.11 94.12 10 10 10 10 10 10 10 10 10 10	Capacity/De mand Ratio 12.818 6.409 6.409 4.273 4.273 4.273 4.273 4.273 6.409 6.409 12.818 5.Nu \$\vee t\begin{bmatrix} v a begin{bmatrix} v a begi	Maximum Spacing mm 600.000 800.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.	Capacity/De mand Ratio 12.00000 6.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 6.000000 6.00000000	= 600 = 300 = 600 Remarks OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK!	
DGCS 12.5.2.6-1 DGCS 12.5.2.6-2 DGCS 12.5.2.6-2 DGCS 12.5.2.6-2	Governing Capacity/ Locatk 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Longitud Locatk 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340	Maximum Spacing o Demand Ratio Desig n Number of Shear Legs pc/s. 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2	FT ransverse R as Summary f Spacing mm 50 100 100 150 150 150 150 150	smax = 0.8di smax = 0.4di einforcement, or Transverse Re Area of Shear Reinf. mm ² 402.12 40.00 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000	$p \le 600mm$ $p \le 300mm$ einforcement, Minimum Shear Reinf. mm ² 31.37 62.74 62.74 62.74 62.74 94.11 94.13 94.13 94.13 95.15 95.15	Capacity/De mand Ratio 12.818 6.409 6.409 4.273 4.273 4.273 4.273 4.273 6.409 12.818 5.00 Vs KN Vs KN 2576.166 1288.083 1288.083 1288.083	Maximum Spacing mm 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 Elimit for Longitudinal Rein f. -650.782 723.526 1349.719 2010.039 2231.828	Capacity/De mand Ratio 12.00000 6.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 6.00000 12.00000 12.00000 6.00000 12.00000 6.00000 6.00000 6.00000 12.00000 6.000000 6.00000 6.00000 6.000000 6.000000 6.00000000	= 600 = 300 = 600 Remarks OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK!	
DGCS 12.5.2.6-1 DGCS 12.5.2.6-2 DGCS 12.5.2.6-2 DGCS 12.5.2.6-2	Governing Capacity/ Locatk 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Locatk Locatk 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175	Maximum Spacing o Demand Ratio Desig n Number of Shear Legs pc/s. 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2	fT ransverse R gn Summary f Spacing mm 50 100 100 150 150 150 150 150 150 100 10	smax = 0.8di smax = 0.4ds einforcement, or Transverse Re Area of Shear Reinf. mm ² 402.12 400.12 400.00 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000	$p \leq 600mm$ $p \leq 300mm$ etinforcement, Minimum Shear Reinf. mm ² 31.37 62.74 62.74 94.11 9	Capacity/De mand Ratio 12.818 6.409 6.409 4.273 4.273 4.273 4.273 4.273 6.409 6.409 12.818 5 ^{Nu} + (Va oc + (Va v) Vs KN 2576.166 1288.083 1288.083 1288.083	Maximum Spacing mm 600.000 723.526 1349.719 2010.039 2231.828 2361.462	Capacity/De mand Ratio 12.00000 6.00000 6.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 6.00000 12.00000 12.00000 cot0 Capacity/De mand Ratio 2.38436 1.53286 1.53286 1.33438	= 600 = 300 = 600 Remarks OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK!	
DGCS 12.5.2.6-1 DGCS 12.5.2.6-2 DGCS 12.5.2.6-2 DGCS 12.5.3.4-1 DGCS 12.5.3.4-1	Governing Capacity: Locati Locati Comparison Capacity: Locati Comparison Comp	Maximum Spacing o Demand Ratio Desk n Number of Shear Legs pc/s. 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2	ET muswerse R gn Summary f Spacing mm 50 100 100 150 150 150 150 150	smax = 0.8di smax = 0.4di einforcement, or Transverse Re Area of Shear Reinf, mm ² 402.12 400.00 0.00 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000	$p \le 600mm$ $p \le 300mm$ einforcement, Minimum Shear Reint. mm ² 31.37 62.74 94.11 94.12	Capacity/De mand Ratio 12.818 6.409 6.409 4.273 4.273 4.273 4.273 6.409 6.409 12.818 5.00 0,00 12.818 5.00 0,00 12.818 5.00 0,00 12.818 5.00 0,00 12.818 5.00 1288.083 1288.08	Maximum Spacing mm 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 601.000 602.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 723.526 13.49.719 2010.039 2231.828 2351.629	Capacity/De mand Ratio 12.00000 6.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 6.000000 6.00000000	= 600 = 300 = 600 Remarks OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK!	
DGCS 12.5.2.6-1 DGCS 12.5.2.6-2 DGCS 12.5.2.6-2 DGCS 12.5.3.4-1 DGCS 12.5.3.4-1	Governing Capacity/ Locatk 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.880 16.515 18.350 Longitud Locatk 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845	Maximum Spacing o Demand Ratio Desig Number of Shear Legs pc/s. 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2	FT muswerse R in Summary f Spacing mm 50 100 100 100 150 150 150 150	smax = 0.8di smax = 0.4di einforcement, or Transverse Ref Area of Shear Reinf. mm ² 402.12 40.12 40	$p \le 600mm$ $p \le 300mm$ einforcement, Min imum Shear Reinf. mm ² 31.37 62.74 62.74 94.11 94.12 82.74 82.74 82.74 92.74	Capacity/De mand Ratio 12.818 6.409 4.273 4.273 4.273 4.273 4.273 4.273 6.409 6.409 12.818 5.Nu + (Va 0c + (Va 0v Vs KN 2576.166 1288.083 1288.083 1288.083 1288.083 1288.083	Maximum Spacing mm 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 Elimit for Limit for Longitudinal Reinf. -650.782 723.526 1349.719 2010.039 2231.828 2335.029 2146.589	Capacity/De mand Ratio 12.00000 6.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 6.00000 12.00000 12.00000 12.00000 12.00000 12.00000 12.00000 12.00000 12.00000 1.000000 1.00000000	= 600 = 300 = 600 Remarks OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK!	
DGCS 12.5.2.6-1 DGCS 12.5.2.6-2 DGCS 12.5.2.6-2 DGCS 12.5.4 DGCS 12.5.4 DGCS 12.5.3.4-1	Governing Capacity/ Locatk 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Longitud Locatk Locatk 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680	Maximum Spacing o Demand Ratio Desig n Number of Shear Legs pc/s. 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2	fT nuswerse R gn Summary f Spacing mm 50 100 100 150 150 150 150 150	smax = 0.8di smax = 0.4ds einforcement, or Transverse Ref Area of Shear Reinf. mm ² 402.12 400.00 0.00 0.000	$p \le 600mm$ $p \le 300mm$ einforcement, Minimum Shear Reinf. mm ² 31.37 62.74 62.74 62.74 94.11	Capacity/De mand Ratio 12.818 6.409 6.409 4.273 4.273 4.273 4.273 4.273 6.409 12.818 5Nu + (Va ge + (Va))) 5Nu + (Va ge + (Va)) 5Nu + (Va) 5Nu +	Maximum Spacing mm 600.000 723.526 1349.719 2010.039 2231.828 2361.462 233.029 2146.589 1457.674	Capacity/De mand Ratio 12.00000 6.00000 6.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 6.000000 6.000000 6.00000000	= 600 = 300 = 600 Remarks OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK!	
DGCS 12.5.2.6-1 DGCS 12.5.2.6-2 DGCS 12.5.2.6-2 DGCS 12.5.3.4-1 DGCS 12.5.3.4-1	Governing Capacity/ Locati 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Longitud Locati 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515	Maximum Spacing o Demand Ratio Desk Performance of Shear Legs pc/s. 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2	ET nuswerse R gn Summary f Spacing mm 50 100 100 150 150 150 150 150	smax = 0.8di smax = 0.4di einforcement, or Transverse Re Area of Shear Reinf, mm ² 402.12 400.00 0.00 0.0000 0.0000 0.0000 0.00000 0.000000	$p \le 600mm$ $p \le 300mm$ einforcement, Minimum Shear Reint. mm ² 31.37 62.74 62.74 62.74 94.11 94.10	Capacity/De mand Ratio 12.818 6.409 4.273 4.273 4.273 4.273 4.273 6.409 6.409 6.409 12.818 5.Nu + (Va 0e	Maximum Spacing mm 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 600.000 601.000 602.000 602.000 603.	Capacity/De mand Ratio 12.00000 6.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 6.00000 6.00000 6.00000 6.00000 6.00000 6.00000 6.00000 12.00000 6.00000 7.000000 7.00000000	= 600 = 300 = 600 Remarks OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK!	
DGCS 12.5.2.6-1 DGCS 12.5.2.6-2 DGCS 12.5.2.6-2 DGCS 12.5.3.4-1 DGCS 12.5.3.4-1	Governing Capacity/ Locatk 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 Longitad Locatk 0.000 1.835 3.670 5.505 7.340 9.175 11.010 12.845 14.680 16.515 18.350 16.515 18.350 16.515 18.350 16.515 18.350 16.515 18.350 16.515 18.350 16.515 18.350 16.515 18.350 16.515 18.350 16.515 18.350 16.515 18.350 16.515 18.350 16.515 18.350 16.515 18.350 16.515 18.350 16.515 18.350 16.515 18.350 16.515 18.350 16.515 18.350 18.350 16.515 18.350 15.515 18.350 15.515 15.51 1	Maximum Spacing o Demand Ratio Desig Number of Shear Legs pc/s. 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2	ET muswerse R as Summary f Spacing mm 50 100 100 100 150 150 150 150	smax = 0.8di smax = 0.4di einforcement, or Transverse Re Area of Shear Reinf. mm ² 402.12 400.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0	$b \le 600mm$ $b \le 300mm$ einforcement, Minimum Shear Reint. mm ² 31.37 62.74 62.74 94.11 94.12 94.12 10 10 10 10 10 10 10 10 10 10	Capacity/De mand Ratio 12.818 6.409 6.409 4.273 4.273 4.273 4.273 4.273 6.409 6.409 12.818 5.Nu (Va 0c + (Va 0c) Vs KN 2576.166 1288.083 1288 1288.083 1288 1288 1288 1288 1288 1288 1288 12	Maximum Spacing mm 600.000 2010.039 2231.828 2335.029 2146.589 1457.674 748.818 -770.106	Capacity/De mand Ratio 12.00000 6.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 4.00000 6.00000 12.00000 12.00000 12.00000 12.00000 12.00000 1.000000 1.00000000	= 600 = 300 = 600 Remarks OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK! OK!	

DGC8 12.2.2	FATIGUE LIMIT STATE										
										1	
							fc				
				1			7	Zci			
		- 1		1	1		V	d		_	-
	NA		2526		- 4-		1				
				d-x	11/43	-	1.	r			
							fs/n				
				FLANGED	SECTION						-
											-
							fc	_			
				‡ ×			7	C			-
		-		1			1	d			
	NA			d-x			/				
		A3		+	nAs		<u> </u>	- T -			
			1		-	-	fs/n				-
	The second se									1.000	-
				RECTANGUL	AR SECTION					1.000	
										_	-
	Fatigue Investigations :									141	
	Unfactored Mo	ment for DC,			_		_	Mpc	= 899.58	KN-m	
	Fatigue 1 Load	Combination.	_	Fatigue I = 1.	50(LL + IM)			Mfatigue	= 572.84	KN-m	
	Total Moment	for Fatigue Investiga	tion,					M	= 1764.11	KN-m	
	Stress at Botto	m Fiber,						A	= 11.30	MPa	
	Limit Check fo	r Crack Section Anal	ysis,					0.095vfc	= 0.50	MPa	-
	-> The Section	Properties for Fat	igue Invest	igations shall be	based on Crack	ed Sections		<u>a</u> .	- 0.055410		-
	Transformed A	rea of Steel,		$n_{Ag} = As \cdot n$				n _{As}	= 55239.90	nın.	
	Effective Dept	a Middah						d W.fr	= 1192.00	nun	
	Effective Flange Width, Weff = 2000.00 r Flange Thickness or Slab Thickness is - 700.00										
	Girder Web W	idth,						bw	= 400.00	nm	-
	Girder Web Width, bw = 400.00 n										
	Distance from			-							
		= 200.00	5	-							
		bw 2+ (Weffts	-bwts+	nAs)x+(-Wef	fts2 bwts2	-nAsd) = 0		6	= 375239.90	6 I.	
		2		2	2	10000		0	- 97845955.98	-	
								X-	= -2108.25	mm	-
		Rectangular Section	L	Weff 2+ nAs	x - nAsd = 0			a	= 1000.00		
				2				b	= 55239.90		_
								c \$+	= -05845955.98	1000	
								X-	= -285.71	mm	-
	Governing Dis	ance of the Neutral A	xis of the	Cracked Section,				x	= 232.05	nm	
	Moment of Ine	rtia of Cracked Section	oti,					Im	- 502176E-10	mm	-
		Weffts ³		(s)2] bw(.	$(x-ts)^3$		_	iu -	- 3,721/05-10	. 11811	_
		12 12	velle	2/	3	(d-x)-					-
		Dactonmular Saction		Weffield				Im	= \$ 02327E+10	mm ⁴	_
		recently and occurs		$I_{cr} = \frac{1}{3}$	$+ nAs(d-x)^2$						
	Governing Mo	ment of Inertia of Cra	icked Secti	on.	11 -			Ier	= 5.92176E+10	mm	_
	Stress in Tensi	on Steel Reinforceme	nt,	n ler	r(a-x)			fs.	= 69.42	MPa	
DGC8 12 2.2	For Fatigue Co	nsiderations, Concret	e Members	s shall satisfy . 1	$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_{\gamma\gamma}$			69.42	< 118.36	6	OK!
DGCS 10.3-1		Load Factor for the	Fatigue I L	oad Combination,				Y	= 1.50		
DOUS 12.2.2.1-1		Minimum Stress Re	sulting from	n Fatiane I Load C	$(\Delta F)_{TH} = 100 -$	0.33fmin		(Ar)TR	= 118.30	MPa	
		Willingth Stress ice	Solving Irea	in range r boas e	outo the texts						-
	Capacity/Dem	and Ratio Design S	ummary fe	or Fatigue Limit	State,						
		1 1		100000	- 1	11				1	-
	Location	As		Flanged Section	0	R	ectangular Sect	iou	Distance of N.A. of Cracked Section x		_
		mm ²	a	b	c	8	b	¢	Clarkes Section, X		
	0.000	3694.51	200	347619.95	64922978	1000.00	27619.95	-32922978	168.16		
	3.670	4926.02	200	356826,60	-75897304	1000,00	36826.60	-43897304	191.91		_
	5.505	6157.52	200	366033.25	-86871630	1000.00	46033.25	-54871630	212.63		
	7.340	7389.03	200	375239.90	-97845956	1000.00	55239.90	-65845956	232.05	-	
	9.175	7389.03	200	375239.90	-97845956	1000,00	55239 90	-05845956	232.05	-	_
	12.845	6157.52	200	366033.25	-86871630	1000.00	46033.25	-54871630	212.63		-
	14,680	4926.02	200	356826.60	-75897304	1000.00	36826.60	-43897304	191.91		
	16.515	3694.51	200	347619.95	-64922978	1000.00	27619.95	-32922978	168.16	-	
	[18.350	3094.51	-00	34/019.95	-04922978	1000.00	£/019.95	-32922978	100.10	1	-
	Location	As	Moment of Inertia C.S.	M _{DC-DW}	Mfatigue	γ(ΛI)	(∧F) _{TH}	Capacity/De	Remarks	1	
---------------------------------------	---	-----------------------------	--------------------------------	---	----------------------	--------------------	--------------------	-------------	--------------	--	-----
		mm ²	mm ⁴	KN-m	KN-m	Mpa	Mpa	mano Katio			
	0.000	3694,51	32122693059	0,00	0.00	0.00	0.00	1.00000	OK!		_
· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	1.835	3694.51	32122693059	421.24	168.37	40.12	100.37	2.50181	OK!	_	
	3.670	4926.02	41545185982	753.08	324.61	58.42	135.53	2.31992	OK!	-	
	5.505	6157.52	50561315203	995.50	451.35	65.36	144.16	2.20564	OK	-	_
	0.175	7389.03	59216389127	1140,18	5/2.84	65 22	158 18	1 99040	OK	-	_
	9.175	7369.03	59216389127	1191.27	358.22	65.23	144.57	2.21333	OKI		
	12.845	6157 57	50561315203	995 50	397.79	56.88	144.16	2 53446	OK!	-	
	14 680	4926.02	41545185982	753.08	320.07	57.60	135.53	2 35286	OKI	-	
	16.515	3694.51	32122693059	421.24	237.12	56.50	100.37	1.77650	OKI	-	
	18.350	3694.51	32122693059	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00000	OK!		
· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·								1		-	
DGCS 12.2.1	SERVICE LIMIT STATE										
DGCS 12.4.3.4	The Spacing, s,	of Mild Steel	Reinforcement in th	e Layer Closes	at to the Tension I	Face shall Satisfy	the following	7			
DGCS 12.4.3.4-1		s < 123000)	e 2d.					50.00	< 172,9	4	OK!
		Balas									_
Sec. 5. 5. 7. 7. 1	where :		4								
DGC\$ 12,4,3,4-2		$\beta_s = 1 + \frac{1}{2}$					_	ßs	= 1,1294	3	
		0.7	$(h - d_c)$	cit					40.4		_
	Spacing of Mile	steel Remfor	cement in the Layer	r Closes to the	Tension Face,			5	= 50.0	0 mm	_
	Exposure Facto	nonata Conce	Mannunad from Tor	nama Tanaian 1	Ciber to contar of	Elavural Dair fo	mamant	le	= 100	0.000	
	Tancila Strong in	Steel Painfor	cement at the Service	ice Limit	the to better of	A actual Reulto	concart,	fis	= 2907	0 MPa	
	Overall Thickne	ess or Denth of	the Component	as trank,				h	= 1300.0	0 mm	
	O'Cui / Intali	as or prepared	the component,						- 15503	9 mm	
DGCS 12.7.3	SPACING OF REINFORCE	MENT									
DGCS 12.7.3.1	Minimum Spaci	ing of Reinford	ing Bars,					5	> sm	m	OK!
	For precast-in-	lace concrete,	the clear distance h	petween paralle	l bars in a layer si	hall no be less th	ani I				
		1.5 Times the	Nominal Diameter	of the Bars,				1.5db	= 42.0	0 mm	
		1.5 Times the	Maximum Size of	the Coarse Agg	gregates,			1.5de	= 37.5	0 mm	
1		38 mm,							= 38.0	0 mm	-
	Governing Mini	imum Spacing	of Reinforcing Bar	8,				smin	= 37.5	0 mm	
	Actual Spacing	of Reinforcing	Bars,					5	= 590.6	7 mm	_
			1		1					1	
	Location		Bar Diameter	Laver	Pcs. Per	Actual	smin	Capacity/De	Domaster		_
	Location	num les		Layer	Layer	spacing		mand Ratio	Remarks		
	0.000	6	28	1	pc/s	354.40	37.50	9.45067	OK!	-	
	1.835	6	28	1	6	354.40	37.50	9.45067	OK!	-	
	3.670	8	28	2	4	590,67	37.50	15.75111	OK!		
	5.505	10	28	2	5	443.00	37.50	11.81333	OK!	-	_
	7.340	12	28	2	6	354.40	37.50	9.45067	OKI		
	9.175	12	28	2	6	354.40	37.50	9,45067	OKI		
	11.010	12	28	2	6	354.40	37.50	9.45067	OK		
	12.845	10	28	2	5	443.00	37.50	11.81333	OK!		
	14.680	8	28	2	4	590.67	37.50	15.75111	OK!	1.	
	16.515	6	28	1	6	354.40	37.50	9.45067	OK	_	_
	18.350	6	28	1	6	354.40	37.50	9,45067	OK!	1	
B.000 10 10 1	APPART I PIANA										
DGCS 12.4.3.0	DEFORMATIONS	Providence 1									
DGCS 174361	(Man) ³	Camper,	3					Ta	< 1	(n	OVI
D000 14.4.3.9-1	$te = \left(\frac{Mer}{W_{c}}\right) t$	g+1-(-	$\frac{dr}{dr}$ $ tr \leq lg $					10		8	UK:
	where :	1 1 19	(a /]								_
DGCS 12.4.3.6-2	Cracking Mona	ent,		1 1 Ig				Mer	= 520.5	8 KN-m	
				yt yt							
	Modulus of Ru	pture of Concr	ete,					fr	= 3.3	3 MPa	
	Distance from t	he Neutral Axi	is to the Extreme T	ension Fiber,	-			yt	= 859.5	2 mm	-
	Maximum Mon	ient in a Comp	onent at the Stage	for which Defo	rmation is Comp	uted,		Ma	= 899.5	8 KN-m	-
	Effective Mons	ent of Inertia,						Ie	= 7.37537E+1	.0 mm*	
	Gross Moment	of Inertia,						Ig	= 1_34224E+1	1 mm	
	Moment of Iner	tia of Cracked	Section,					Icr	= 5.92176E+1	0 mm	
	Instantanzous	aflaction dua	to Dead Load	Curl 4				A		8 mm	
	Instantaneous L	venection que	to Deau Load,	DI 204 Fela			_	- api	= 7,1	8 11011	
	Lone Time Def	lection due to	Dead Load	584ECIe	(A's)]			Ane	12.6	3 mm	_
		restion due to t	A	m= A1 3.0	1.2(As)>	1.6		ingle.			-
	Actual Deflection	on due to Dead	Load,	$\Delta n = \Delta n + \Delta n$	(43/1		_	Δn.	= 20 1	1 mm	
	Instantaneous I	Deflection due	to Live Load	we -01 - 40			-	ΔLi	= 13	2 mm	_
	Long Time Def	lection due to l	Live Load,		(A's)]			Δ11		9 mm	_
			۵	11 - A1 3.0 -	1.2 (As / >	1.6					
	Actual Deflection	on due to Live	Load, A	$\Delta_{La} = \Delta_{Li} + \Delta_{Li}$				ALL	= 3.4	0 mm	
DGCS 10.1.2.6	Allowable Defle	ection for Vehi	cular Load,					Ashowakie	= 22.5	4 mm	
				allowable 80	0						_
								Autiovable	> 4	La	OK!

(2) 床版の設計

1) 内側

S									
1.11100.001	Design Base Width,						b		1000.00 mm
DGCS 14.4.1.1	Deck Slab Thickness,						h	-	200.00 mm
DGCS 12.9.2	Concrete Cover,						ce	-	40.00 mm
	Calculated Design Effective D	epth,					deff	-	152.00 mm
	Girder Spacing,						Sg		2,000 mm
	Girder Width,						bw	=	400.000 mm
DGCS 14.4,2.2	Effective Length,						Leff	=	1200.00 mm
	Diameter of Mani Bars,						db.1	=	16 mm
	Diameter of Distribution Bars,						db.2	=	lo mm
	Dumeter of Temperature Bars	i,					db, 3	=	16 mm
	Material Departies for Con-	mate i							
DCCS 12 L L L	Comparate a	tranath					60		28.00 MBa
DGCS 12 1 1 4	Modulus of F	asticito		P 0 0494	15 100		= Ec	-	26 752 50 MPa
000012114	theorem of the	aaaay,		2c - 0.043A1P	e vie				
	Material Properties for Rein	focing Steel Bars	51						
DGCS 1212	Rebar Yield S	trength (diameter >	- 20mm),				fv		420.00 MPa
DGCS 12.1.2	Rebar Yield S	trength (diameter	16mm),				fv		280.00 MPa
DGCS 12.1.2.1	Modulus of E	asticity.					Es	=	200,000.00 MPa
1									
	Design Dead Load Moments	,							
DGCS 10.3	Load Factors	and Load Combina	tions,		$n = \nabla n \cdot n \cdot \overline{A} = n$				
DGC\$ 10.3-1		Total Factored F	orce Effect,		- Zuria				
		where:							
		For Loads for w	hich a Maximu	un Value of γi is A	ppropriate :				
DGCS 10.3-2		$\eta_t = \eta_D \eta_R \eta_I \ge$	0.95						
		Fort of C.			warmitst				
DOCE 10.1.1		FOR Loads for w	nich a Minimus	m vane of yi is Ap	propriate :				
DGCS 10.3-3		n = - ≤	1.0						
		494841							
		Eor Strangth Lin	dir Ctata						
		For Strength La	Factor Relating	e to Ductility			Ile		1.05
			Factor Relating	a to Redundancy			np.	-	1.05
		1	Factor Relating	to Operational In	oportance.		the literature of the literatu		1.00
	P	1	Load Modifier	for Maximum Val	ueofvi		ni	-	1.10
		1	Load Modifier	for Minimum Valu	e of vi.		ni	-	0.91
							4		
		For All Other Li	mit States.						
		1	Factor Relating	g to Ductility,			ηρ	-	1.00
		1	Factor Relating	g to Redundancy,			η_{E}		1.00
	F	1	Factor Relating	g to Operational In	montance,		η	-	1.00
			Load Modifier	for Maximum Val	ue of yi.		ηί		1,00
			Load Modifier	for Minimum Valu	ue of yi,		ηi	-	1,00
	Deck Slab Dir	nensions and Other	Properties,						
		Deck Slab Thick	ness,				h		0.20 m
		Unit Weight for	Deck Slab Cor	ncrete,			γc	-	24.00 KN/m"
		Future Wearing	Surface Thickr	ness,			tws		0.05 m
	Which of De-	Unit weight for	FWS Concrete	a .			yws		22.00 KN/m
	Weight of Dec	W SIAD,	Nonthallo	and the second se	wete	r12	W		4.80 KN/m
	Chilactored D	Sek State Positive o	r negative Mo	ment,	Hds - 10	11	19103	-	0.09 KN-mm
	Weight of FW	\$			10		wwe		1.10 KN/m ²
	Linfactored D	wk Slah Dooitera o	- Nomino Mo	treent.	where +	Leff ²	Mars		D 16 KN mm
	Child Control D	CR OND FOMILYC O	i i regutire ino	inche,	Hws = 1	0			0.10 1201010
	Design of Deck Slab.								
	Design Factor	ed Moment for IM	= 33%						
		Dynamic Overlo	ad Factor,					-	1.50
		Strength I Limit	State,						
-									
-		Factor	Force	Mom	ent	Unit			
				Positive	Negative				
		1.38	DC	0.95	0.95	KN-m/m			
		1.65	DW	0.26	0.26	KN-m/m			
		1,93	LL	36.88	53.42	KN-m/m			
		TOT	AL	38.10	54,63	KN-m/m			
		Samina I I Just P	tate		_				
		service i Lunii S	nase,						
		1 1		More	ent				
		Factor	Force	Positiva	Neostica	Unit			
		1.00	DC	0.69	0.69	KN-m/m			
		1.00	DW	0.16	0.16	KN-m/m			
		1.00	LL	19.12	27.69	KN-m/m			
		TOT	AL	19,97	28.54	KN-m/m			

	Design Fa	ctored Moment for I	M = 75%							
		Dynamic Over	load Factor,						1	1.50
		Strength I Lim	it State,							
		-	-	1			-			
		Factor	Force	Mo	ment Nanativa	Unit				
		1.38	DC	0.95	0.95	KN-m/m				
		1.65	DW	0.26	0.26	KN-m/m				
		1.93	LL	83.82	121.41	KN-m/m				
		10	IAL	85.04	122.02	KN-m/m				
		Service I Limit	State,							
			1	1 16	i de	r	1			
		Factor	Force	Positive	Negative	Unit				
1 II		(1.00	DC	0.65	0.69	KN m/m				
		1.00	DW	0.16	0.16	KN-m/m				
		TO	TAL	43.42	63.78	KN-m/m	-			
						1	-			
DGCS 12.4.3.2	Flexural Resistance,									AC 28 101
DGC8 12.4.3.3	Limits of	L 33 Times the	Factored Mom	ent Required.				1.33*Ma	-	26.67 KN-m 84.82 KN-m
DGCS 12.4.3.3-1		Cracking Mon	ient,	Mcr = y3y1fr	Sc			Mer		26,67 KN-m
		Modulus of Ru	ipture,	- F1 - 64 - 6	2.0.0		112	fr .	-	3.33 MPa
		Section Modul	us for the Extre	me Fiber of the C	omposite Section	ц,	$Sc = \frac{bn^2}{6}$	se	-	6,000,067 mm
		Flexural Crack	ing Variability I	actor,				¥1	=	1,60
		Ratio of Minim	um Yield Stren	gth to Ultimate T	ensile Strength o	of the Reinforcer	nent,	¥3	-	0.75
	Reinforcement Paramete	eix.								
	For Impac	et Factor IM = 33%	_							
	1									
	Reba	Positive Mome	nt : Bottom B:	iis						
	mm	mm	Re	marks						
	16	150.00	ADE	QUATE						
		Negative Mor	ment - Ton Bar	2	-					
	Reba	r Spacing	D.							
	mm	mm		marks	-					
	16	150.00	ADE	QUATE	-					
	For Impac	ct Factor IM = 75%								
		Reality Man			-					
	Reba	r Spacing	at ; Bottom B:	us	-					
	mm	um .	Re	marks						
	16	100.00	ADE	QUATE						
		Negative Mor	ment : Top Bar	s	r					
	Reba	r Spacing	Re	marke						
	mm	mm	100	OUNTE	-					
	10	80,00	ADE	QUATE	-					
	Design Calculation of M	ain Bars,								
DGCS 12.2.3.1-1	Strength	Reduction Factor,			_					
				For Impact F	actor IM=33%	For Impact F	actor IM=75%	1		
- 1				Pos. Moment	Neg. Moment	Pos. Moment	Neg. Moment			
	Flexure i	n Tension Controlle	d, Φf	0,90	0.90	0.90	0.90			
	Shear an	d Torsion, Ov		0.90	0.90	1 0.90	0.90			
	Flexural	Reinforcement,								
				1	1			-	-	
				Por Impact F	Neg Moment	Pos. Moment	Neg. Moment	Units		
	Total Fle	xural Bar Area, As	_	1340.41	1340.41	2010.62	2513.27	mm ²		
DOCCUSIO		Can a size Y and the st								
2050512.4.5	Fiexural	capacity verticatio	 ,							
				For Impact F	actor IM=33%	For Impact F	actor IM=75%	Unite		
	Freetront	Amplied		Pos. Moment	Neg. Moment	Pos. Moment	Neg. Moment	L'N' A	-	
	Depth of	Equivalent Sress Bi	ock	38.10	23.65	35.04	44 34	mm	-	
	Factored	Flexural Resistance		71.03	71.02	102.04	123.34	KN-m/m		
	$Mcrz \le M$	liz		OK!	OK!	OK!	OK!			
DGCS 12 4 3 3	Minimur	n Reinforcement Ve	rification.							
				For Impact F	actor IM=33%	For Impact P	actor IM=75%	Units		
	Cracking	Moment		Pos. Moment	Neg. Moment	Pos. Moment	Neg. Moment	KN-m/m		
	Maz≤M	la		OK!	OK!	OK!	OK!			
				_						

DGCS 14.4.3.1	Distribution of Reinforcement									
	Percent Distribu	ition,	3840	67%			%distribution	-	67.00 %	
	Anna - EPSintellar	tim Dam	ALeff	. distribution .	Ac touclos		1.4		808.08	
	Spacing of Both	om Distribution Pabar	Ab .	1000	As tension		Asar	-	220.00 mm	
	Spacing of Bold	on Distribution Repair,	5 =A	5			3	-	220,00 11811	
DGCS 127.8	Shrinkage and Temperature B	Reinforcement,					_			
	Least Width of G	Component Section,					b	=	1000.00 nm	
	Least Thickness	of Component Section,					h	=	200.00 mm	
	Specified Yield	Strength of Bar,					fy	=	420.00 MPa	
	Reinforcement A	Area in Each Direction and I	Each Face, (nn	n2/mm)			As	=	0.23 mm*	
DGC5 12.7.8-1		$As \ge \frac{0.750h}{200 + 1000}$						-	0.15 mm*	
B.000 13 7 0 3		2(b+h)fy								
DOCS 12 /.0-2	Countries Area	of Toma anatura Dainforman	mant A.						0.25 mm	
	Governing Area	or reliperature Relitorce.	ient, A5						-33.00 mm	
	Minimum Spacing for Temper	ature Rebar Verification.								
	Required Spacin	g Provided by Governing T	emperature Re	inforcement,					862.93 mm	
	3.0 x The Comp	onent Thickness, or 450mm	1,					-	450.00 mm	
	Required Minim	um Spacing,						-	450.00 mm	- 12
2										
	Verification of Reinforcement,									
	Spacing Summa	ry,	V /A 4	hate Days of Party	and and a					
		For impact Factor IM = 33	% (Adopt for s	stabs Beyond End R	(egiofis)	_				_
	ſ	Design Monuni	P	ebar Location	DaharSha	Spacing	Report			
		Positive Moment	-	Bottom Bars	16	150.00	Adopt Spa	cing		
		Negative Moment		Top Bars	16	150.00	Adopt Spa	cing		
			-							
		For Impact Factor IM = 75	% (Adopt for I	First Three (3) Mete	rs from every Start	of Span)				
		Main Reinforcement,								
		Design Moment	R	ebar Location	Rebar Size	Spacing	Remar	k		
		Positive Moment		Bottom Bars	16	100.00	11	-		
		Negative Moment	1	1 op Bars	10	80,00	Adopt Spa	cmg		
		Distribution Reinforcement						_		
		Adopt Dist	ribution Reinfo	proement.			Adopt 16mm@	a	220.00 mm	
								~		
		Temperature and Shrinkage	Reinforcemen	it,						
		Adopt Dist	ribution Reinfo	proement,			Adopt 16mm@	a.	450.00 mm	
	Slab Reinforcement Layout,									
										1
						Adopt 16mm0	@ 150mm O.C.			
	Adopt 16mmØ @ 80mm O.C.					for both top	and bottom bars			
	for both top and bottom bars	_								1
										2.2
		1000			111111					
						2.1				
					+++++				-	
									-	
									-	
									-	1.1.1.1
			1			+				
										1
			1							_
			1						-	
			1							
		1 <u>. unu</u>			111111					-
			1							-
		3000 mm	n				Adopt	16mmØ @	220mm O.C.	-
							for b	oth top and	d bottom bars	-
										-

2) 張り出し部

	Design Base Width,						b		1000.00 mm
DGCS 14.4 1.1	Section Overall Thickness						h		250.00 mm
DGCS 12.9.2	Concrete Cover.						cc	5	40.00 mm
	Calculated Design Effective Dept	ŵ.					deff		202.00 mm
	Width of Sidewalk						bsw	-	1200.00 mm
	Thickness of Sidewalk						tsw	-	250.00 mm
	Area of Sidewalk						A en:	-	300000 00 mm
	Dismater of Main Base						dh 1		16 199
	Diameter of Main Bars,						45.2	-	16 mm
	Diameter of Distribution Bars,						46.2	-	10 mm
	Diameter of Temperature Bars,						00.5		10 1011
	Material Properties for Conserv	4.4.1							
DOCE 10 C 1	Material Properties for Concre	te :							7 100 00 hered
DOCS 10.0-1	Densny,						pe	-	2,400.00 kg/m
D000 10 1 1 1	Unit Weight,						yc.	-	24.00 KN/m
DGCS 12.1.1.1	Compressive Str	engtn,			16 123		IC.	=	28.00 MPa
DGCS 12.1.1.4	Modulus of Elas	neny _{is}		$Ec = 0.043K_{1}\rho$	cr v jc	=	EC.	-	26,752.50 MPa
	Material Deservation for Dainfor	ala a Steel Des							
DOCEMANA	Staterial Properties for Relation	ing steel bar	5: 20-101				£.		100 00 3 m-
DOCS 121.2	Repart Field Stre	ngin (dameter	2 20mm),				iy C		420 00 MPa
DOCS 121.2	Rebar Tield Stre	ngth (diameter	< 10mm),				TY	-	280.00 MPa
DGCS 12.1.2.1	Modulus of Elast	ticity,					Es		200,000.00 MPa
	Dead Load Analysis,								2 5 5 9 1 5 1 7
	Weight of Sidew	alk,					Wşw		7.20 KN/m
	Weight of Post,	-					Wpost		0.74 KN/m
	Weight of Railing	gs,					Wrail	-	1.92 KN/m
	Undactored Dea	d Loud,							
	Mem	her	Weight	Lever Arm	Moment				
		bei	KN/m	m	KN-m				
	Sidewalk		7.20	0.60	4.32				
	Post		0.74	1.08	0.79				
	Railings		1.92	1.10	2.11				
	TOTAL DC		9.86		7.22				
			,						
DGCS 18	Live Load Analysis,								
	Live Load Intens	ity.					LL.	-	15.00 KN
	Live Load Mom	ant Arm.					LLam		700.00 mm
	Dynamic Load A	llowance (For	All Other Limit S	State).			IM		1 33
	Distance of Desir	an Section to I	Face of Railing.				đ	-	1000.00 mm
	Distance of Design Design Unfactor	gn Section to H ed Shear with I	Face of Railing, Impact Factor,				d V	-	1000.00 mm 19.95 KN
	Distance of Desig Design Unfactor Design Unfactor	gn Section to F ed Shear with I ed Bending Mo	Face of Railing, Impact Factor, oment with Impac	et Factor, Negativ	e Moment.		d V M	-	1000.00 mm 19.95 KN 13.97 KN-m
	Distance of Desig Design Unfactor Design Unfactor	gn Section to I ed Shear with I ed Bending Mo	Face of Railing, Impact Factor, oment with Impac	et Factor, Negativ	e Moment,		d V M	-	1000.00 mm 19.95 KN 13.97 KN-m
	Distance of Design Design Unfacton Design Unfacton Factored Shear and Bending N	gn Section to I ed Shear with I ed Bending Mo foments,	Face of Railing, Impact Factor, oment with Impac	et Factor, Negativ	e Moment,		d V M	-	1000.00 mm 19.95 KN 13.97 KN-m
DGCS 10.3	Distance of Design Design Unfacton Design Unfacton Factored Shear and Bending N Load Factors and	gn Section to I ed Shear with 1 ed Bending Mo foments, d Load Combin	Face of Railing, Impact Factor, oment with Impac nations,	ct Factor, Negativ	re Moment,		d V M	-	1000.00 mm 19.95 KN 13.97 KN-m
DGCS 10.3 DGCS 10.3-1	Distance of Desig Design Unfacton Design Unfacton Factored Shear and Bending M Load Factors and	gn Section to I ed Shear with 1 ed Bending Mo Ioments, d Load Combin Fotal Factored	Face of Railing, Impact Factor, oment with Impace nations, Force Effect,	ct Factor, Negativ	the Moment, $Q = \sum \eta_t \gamma_t Q_t$		d V M	-	1000.00 mm 19.95 KN 13.97 KN-m
DGCS 10.3 DGCS 10.3-1	Distance of Desig Design Unfacton Design Unfacton Factored Shear and Bending M Load Factors an	gn Section to I ed Shear with 1 ed Bending Mo Ioments, 1 Load Combin Fotal Factored	Face of Railing, Impact Factor, coment with Impace nations, Force Effect,	ct Factor, Negativ	the Moment, $Q = \sum \eta_t \gamma_t Q_t$		d V M		1000.00 mm 19.95 KN 13.97 KN-m
DGCS 10.3 DGCS 10.3-1	Distance of Desig Design Unfacton Design Unfacton Factored Shear and Bending M Load Factors and 7	en Section to F ed Shear with 1 ed Bending Mo Ioments, d Load Combin Fotal Factored where :	Face of Railing, Impact Factor, coment with Impace nations, Force Effect,	ct Factor, Negativ	the Moment, $Q = \sum \eta_t \gamma_t Q_t$		d V M	2 H A	1000.00 mm 19.95 KN 13.97 KN-m
DGCS 10.3 DGCS 10.3-1	Distance of Desig Design Unfacton Design Unfacton Factored Shear and Bending N Load Factors and T T	en Section to B ed Shear with 1 ed Bending Mo Ioments, d Load Combin Fotal Factored where : For Loads for v	Face of Railing, Impact Factor, coment with Impace nations, Force Effect, which a Maximum	rt Factor, Negativ	te Moment, $Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$		d V M	*	1000.00 mm 19.95 KN 13.97 KN-m
DGCS 10.3 DGCS 10.3-1 DGCS 10.3-2	Distance of Desig Design Unfacton Design Unfacton Factored Shear and Bending M Load Factors and 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	In Section to F ed Shear with 1 ed Bending Mo Ioments, d Load Combin f otal Factored where : for Loads for y $\eta_1 = \eta_2 \eta_R \eta_1 \ge$	Face of Railing, Impact Factor, oment with Impact nations, Force Effect, which a Maximum 2 0.95	ct Factor, Negativ α η Value of γi is A	te Moment, $Q = \sum \eta_t y_t Q_t$		d V M	-	1000.00 mm 19.95 KN 13.97 KN-m
DGCS 10.3 DGCS 10.3-1 DGCS 10.3-2	Distance of Desig Design Unfacton Design Unfacton Factored Shear and Bending M Load Factors and T 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	In Section to F ed Shear with 1 ed Bending Mo Ioments, I Load Combin F otal Factored where : For Loads for v $h = \eta_{B}\eta_{R}\eta_{L} \ge$	Face of Railing, Impact Factor, oment with Impace nations, Force Effect, which a Maximum ≥ 0.95	rt Factor, Negativ (n Value of yi is A	te Moment, $Q = \sum \eta_i \gamma_j Q_r$		d V M	-	1000.00 mm 19.95 KN 13.97 KN-m
DGCS 10.3 DGCS 10.3-1 DGCS 10.3-2	Distance of Desi Design Unfactor Design Unfactor Factored Shear and Bending N Load Factors and 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	gn Section to F ed Shear with de Bending Mo foments, 3 Load Combin f otal Factored where : for Loads for w h ₁ = η ₂ η ₂ η _R η ₁ ≥ for Loads for y	Face of Railing, Impact Factor, coment with Impact nations, Force Effect, which a Maximum ≥ 0.95	t Factor, Negativ n Value of yi is Aj 1 Value of yi is Aj	The Moment, $Q = \sum \eta_t \gamma_t Q_t$ ppropriate : ppropriate :		d V M	-	1000.00 mm 19.95 KN 13.97 KN-m
DGCS 10.3 DGCS 10.3-1 DGCS 10.3-2 DGCS 10.3-2	Distance of Desi Design Unfacton Design Unfacton Factored Shear and Bending N Load Factors and 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	gn Section to E ed Shear with 1 ed Bending Mo Ioments, d Load Combin Total Factored where: Tot Loads for with the section of the section	Face of Railing, Impact Factor, coment with Impact nations, Force Effect, which a Maximum ≥ 0.95 which a Minimum ≤ 1.0	t Factor, Negativ n Value of γi is A n Value of γi is A	te Moment, $Q = \sum \eta_t \gamma_t Q_t$ ppropriate : ppropriate :		d V M		1000.00 mm 19.95 KN 13.97 KN-m
DGCS 10.3 DGCS 10.3-1 DGCS 10.3-2 DGCS 10.3-3	Distance of Desig Design Unfacton Design Unfacton Factored Shear and Bending M Load Factors and 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	gn Section to E ed Shear with 1 ed Bending Mo Ioments, d Load Combin Total Factored where : for Loads for w $u = \eta_U \eta_R \eta_1 =$ for Loads for w $u = \frac{1}{\eta_U \eta_R \eta_1}$	Face of Railing, Impact Factor, content with Impact nations, Force Effect, which a Maximum ≥ 0.95 which a Minimum ≤ 1.0	rt Factor, Negativ n Value of yi is A 1 Value of yi is Ap	te Moment, $Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$ ppropriate : ppropriate :		d V M	*	1000.00 mm 19.95 KN 13.97 KN-m
DGCS 10.3 DGCS 10.3-1 DGCS 10.3-2 DGCS 10.3-2	Distance of Desi Design Unfacton Design Unfacton Factored Shear and Bending N Load Factors an 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	gn Section to B ed Shear with 1 ed Bending Mo Ioments , d Load Combin fotal Factored where: for Loads for w $h_{1} = \eta_{1}\eta_{2}\eta_{1}$ For Loads for w $h_{2} = \frac{1}{\eta_{1}\eta_{2}\eta_{1}}$	Face of Railing, Impact Factor, content with Impact nations, Force Effect, which a Maximum ≥ 0.95 which a Minimum ≤ 1.0	n Value of yi is Aj	re Moment, $Q = \sum \eta_t \gamma_t Q_t$ ppropriate : ppropriate :		d V M	*	1000.00 mm 19.95 KN 13.97 KN-m
DGCS 10.3 DGCS 10.3-1 DGCS 10.3-2 DGCS 10.3-2	Distance of Desi Design Unfacton Design Unfacton Factored Shear and Bending N Load Factors and 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	gn Section to Is de Shear with he ed Bending Me Ioments, Load Combin To tal Factored Vibre : For Loads for v For Loads for v $\eta_1 = \eta_2 \eta_k \eta_l$ For Loads for v $\eta_1 = \eta_2 \eta_k \eta_l$ For Loads for v $\eta_1 = \eta_2 \eta_k \eta_l$ For Strength L	Face of Railing, Impact Factor, oment with Impact nations, Force Effect, which a Maximum ≥ 0.95 which a Minimum ≤ 1.0 imit State,	t Factor, Negativ n Value of γi is Aj n Value of γi is Aj	te Moment, $Q = \sum \eta_t \gamma_t Q_t$ ppropriate : ppropriate :		d V M	-	1000.00 mm 19.95 KN 13.97 KN-m
DGCS 10.3 DGCS 10.3-1 DGCS 10.3-2 DGCS 10.3-3	Distance of Desi Design Unfacton Design Unfacton Factored Shear and Bending M Load Factors and 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	gn Section to F de Shear with 11 ed Bending Mo former is, d Load Combin fortal Factored <i>visare</i> : For Loads for <i>v</i> $l_{1} = J_{1}J_{1}g_{1}J_{2}$ For Loads for <i>v</i> $l_{1} = J_{1}J_{2}g_{1}J_{2}$ For Loads for <i>v</i> $l_{1} = J_{1}J_{2}g_{2}J_{1}$ For Strength L	Face of Railing, Impact Factor, onnent with Impact nations, Force Effect, which a Maximum ≥ 0.95 which a Minimum ≤ 1.0 imit State, Factor Relating	t Factor, Negativ n Value of γi is Aj 1 Value of γi is Aj to Ductility,	te Moment, $Q = \sum \eta_t y_t Q_t$ ppropriate : ppropriate :		d V M	*	1000.00 mm 19.95 KN 13.97 KN-m
DGCS 10.3 DGCS 10.3-1 DGCS 10.3-2 DGCS 10.3-2	Distance of Desi Design Unfacton Design Unfacton Factored Shear and Bending N Load Factors and 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	en Section to E ed Shear with 1 ed Bending Me Ionents, E Load Combine For Loads for et a E $\eta_{J}\eta_{R}\eta_{T}$ For Loads for et a E $\eta_{J}\eta_{R}\eta_{T}$ For Loads for et a $\eta_{J}\eta_{R}\eta_{T}$ For Loads for et a $\eta_{J}\eta_{R}\eta_{T}$	Face of Railing, Impact Factor, oment with Impact nations, Force Effect, which a Maximum ≥ 0.95 which a Minimum ≤ 1.0 imit State, Factor Relating Factor Relating	n Value of yi is Ay to Ductility, to Redundancy,	The Moment, $Q = \sum \eta_t \gamma_t Q_t$ ppropriate : ppropriate :		d V М		1000.00 mm 19.95 KN 13.97 KN-m 1.05 1.05
DGCS 10.3 DGCS 10.3-1 DGCS 10.3-2 DGCS 10.3-2	Distance of Desi Design Unfacton Design Unfacton Factored Shear and Bending N Load Factors and 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	en Section to E de Shear with 11 ed Bending Me Ioments, 3 Load Combin Oral Factored volare : for Loads for vi- ta = $\eta_{ij}\eta_{ij}\eta_{ij}\eta_{ij}$ for Loads for vi- ta = $\eta_{ij}\eta_{ij}\eta_{ij}\eta_{ij}$ for Loads for vi- for Loads for vi- ta = $\eta_{ij}\eta_{ij}\eta_{ij}\eta_{ij}$ for Strength L	Face of Railing, Impact Factor, oment with Impact nations, Force Effect, which a Maximum ≥ 0.95 which a Minimum ≥ 1.0 Factor Relating Factor Relating	t Factor, Negativ n Value of γi is A a Value of γi is A to Ductility, to Redundancy, to Operational In	e Moment, $Q = \sum \eta_t \gamma_t Q_t$ ppropriate : ppropriate : ppropriate :		d V M M	-	1000.00 mm 19.95 KN 13.97 KN-m 10.95 1.05 1.00
DGCS 10.3 DGCS 10.3-1 DGCS 10.3-2 DGCS 10.3-3	Distance of Desi Design Unfacton Design Unfacton Factored Shear and Bending M Load Factors and 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	en Section to E ed Shear with 1 ed Bending Mc Homents, Load Combin Fotal Factored Vere : For Loads for $v_{1} = \frac{1}{\eta_{0}\eta_{0}\eta_{1}}$ For Loads for $v_{1} = \frac{1}{\eta_{0}\eta_{0}\eta_{1}}$ For Loads for $v_{1} = \frac{1}{\eta_{0}\eta_{0}\eta_{1}}$ For Strength L	Face of Railing, Impact Factor, oment with Impact nations, Force Effect, which a Maximum 2 0.95 which a Minimum 2 1.0 imit State, Factor Relating Factor Relating	t Factor, Negativ n Value of yi is A 1 Value of yi is A 1 Value of yi is A 1 to Ductility, to Redundancy, to Operational In 7 Maximam Val	e Moment, $Q = \sum \eta_t \gamma_t Q_t$ ppropriate : ppropriate : ppropriate : ppropriate :		d V M пр пр пр пр пр пр пр		1000.00 mm 19.95 KN 13.97 KN-m 1.05 1.05 1.00 1.10
DGCS 10.3 DGCS 10.3-1 DGCS 10.3-2 DGCS 10.3-2	Distance of Desi Design Unfactor Design Unfactor Factored Shear and Bending N Load Factors and 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	en Section to E ed Shear with 1 ed Bending Me Ionents, E Load Combined For Loads for et a E $\eta_{L}\eta_{R}\eta_{T} \ge$ For Loads for et $\eta_{L} = \eta_{L}\eta_{R}\eta_{T}$ For Loads for et $\eta_{L} = \frac{1}{\eta_{L}\eta_{R}\eta_{T}}$	Face of Railing, Impact Factor, oment with Impact nations, Force Effect, Force Effect, which a Maximum ≥ 0.95 which a Minimum ≤ 1.0 imit State, Factor Relating Factor Relating Factor Relating Factor Relating Factor Relating Factor Relating Factor Relating Factor Relating	t Factor, Negativ n Value of yi is A 1 Value of yi is Ap to Ductility, to Redundancy, to Operational In for Maximum Val	re Moment, $Q = \sum \eta_t \gamma_t Q_t$ ppropriate : ppropriate : pportance, ue of γ_t , ue of γ_t ,		d V M M		1000.00 mm 19.95 KN 13.97 KN-m 1.05 1.05 1.05 1.00 1.10 0.91
DGCS 10.3 DGCS 10.3-1 DGCS 10.3-2 DGCS 10.3-3	Distance of Desi Design Unfacton Design Unfacton Factored Shear and Bending N Load Factors and 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	en Section to E ed Shear with 1 ed Bending Me Ioments, E Load Cembra For Loads for v $u_{1} = \eta_{1}\eta_{2}\eta_{1}\eta_{1}$ For Loads for v $u_{1} = \eta_{1}\eta_{2}\eta_{2}\eta_{1}$ For Loads for v $u_{1} = \frac{1}{\eta_{1}\eta_{2}\eta_{1}}$	Face of Railing, Impact Factor, coment with Impact nations, Force Effect, which a Maximum ≥ 0.95 which a Minimum ≤ 1.0 imit State, Factor Relating Factor Relating Load Modifier f Load Modifier f	t Factor, Negativ n Value of γi is A a Value of γi is A to Ductility, to Redundancy, to Operational In for Maximum Val	te Moment, $Q = \sum \eta_t \gamma_t Q_t$ ppropriate : ppropriate : ppropri ppropriate : ppropriate : ppropriate : p		d V M Чр Пр Пр Пр Пр Пр Пр		1000.00 mm 19.95 KN 13.97 KN-m 1.05 1.05 1.05 1.00 1.10 0.91
DGCS 10.3 DGCS 10.3-1 DGCS 10.3-2 DGCS 10.3-3	Distance of Desi Design Unfacton Design Unfacton Factored Shear and Bending M Load Factors and 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	en Section to Format Section to Format Section to Format Section to Format Section Technology (Section 1997) and Section 1997 Format Section 1997	Face of Railing, Impact Factor, coment with Impact nations, Force Effect, which a Maximum ≥ 0.95 which a Minimum ≥ 1.0 imit State, Factor Relating Factor Relating Load Modifier f Load Modifier f Load Modifier f	t Factor, Negativ n Value of yi is Ay a Value of yi is Ay to Ductility, to Redundancy, to Operational In for Maximum Val	e Moment, $Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$ ppropriate : ppropriate : ppropriate : pportance, ue of γ_i , se of γ_i ,		d V M Π η η η η η ι η ι		1000.00 mm 19.95 KN 13.97 KN-m 10.95 KN-m 1.05 1.05 1.00 1.10 0.91
DGCS 10.3 DGCS 10.3-1 DGCS 10.3-2 DGCS 10.3-3	Distance of Desi Design Unfacton Design Unfacton Factored Shear and Bending M Load Factors an 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	en Section to For ed Shear with 1 ed Bending Mo Ionents, Load Combin Fotal Factored Vere : For Loads for to To Strength L	Face of Railing, Impact Factor, coment with Impact nations, Force Effect, Force Effect, which a Maximum c 0.95 which a Minimum c 1.0 imit State, Factor Relating Factor Relating	t Factor, Negativ n Value of yi is A 1 Value of yi	te Moment, $Q = \sum \eta_t \gamma_t Q_t$ ppropriate : ppropriate : pportance, ue of γ_t , ue of γ_t ,		d V M η η η η η η η		1000.00 mm 19.95 KN 13.97 KN-m 10.97 KN-m 1.05 1.05 1.05 1.00 1.10 0.91
DGCS 10.3 DGCS 10.3-1 DGCS 10.3-2 DGCS 10.3-3	Distance of Desi Design Unfactor Design Unfactor Factored Shear and Bending N Load Factors and 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	en Section to E ed Shear with 1 ed Bending Me Ionents, Ionents, Ione Combined For Loads for v $\mu = \eta_{L}\eta_{R}\eta_{T}$ For Loads for v $\mu = \eta_{L}\eta_{R}\eta_{T}$ For Loads for v $\mu = \eta_{L}\eta_{R}\eta_{T}$ For Strength L	Face of Railing, Impact Factor, coment with Impact nations, Force Effect, which a Maximum 2 0.95 which a Minimum 2 1 0 imit State, Factor Relating Factor Relating	n Value of yi is Ay a Value of yi is Ay a Value of yi is Ay to Ductility, to Redundancy, to Operational In for Maximum Val for Minimum Value to Ductility, to Redundancy,	te Moment, $Q = \sum \eta_t \gamma_t Q_t$ ppropriate : ppropriate		d V M 10 10 10 10 10 11 11 11 11 11 11 11 11		1000.00 mm 19.95 KN 13.97 KN-m 1.05 1.05 1.05 1.05 1.05 1.00 1.10 0.91 1.00 1.00 1.00 1.00
DGCS 10.3 DGCS 10.3-1 DGCS 10.3-2 DGCS 10.3-3	Distance of Desi Design Unfacton Design Unfacton Factored Shear and Bending N Load Factors and 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	en Section to Format Section to Format Section to Format Section to Format Section Technology (Section 1997) and Section 1997 Format Section 1997 For Strength L	Face of Railing, Impact Factor, coment with Impact nations, Force Effect, which a Maximum ≥ 0.95 which a Minimum ≥ 0.95 which a Minimum ≥ 1.0 imit State, Factor Relating Factor Relating Load Modifier f Load Modifier f Load Modifier f Factor Relating Factor Re	t Factor, Negativ n Value of γi is A a Value of γi is A to Ductility, to Redundancy, to Operational In for Maximum Value to Ductility, to Redundancy, to Operational In to Operational In	e Moment, $Q = \sum \eta_t \gamma_t Q_t$ ppropriate : ppropriate : ppropri ppropriate : ppropriate : ppropri ppropri		d V M лр пр пр пр пр пр пр пр пр пр пр пр пр пр		1000.00 mm 19.95 KN 13.97 KN-m 1.05 1.05 1.05 1.00 1.10 0.91 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00
DGCS 10.3 DGCS 10.3-1 DGCS 10.3-2 DGCS 10.3-3	Distance of Desi Design Unfacton Design Unfacton Factored Shear and Bending M Load Factors and 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	en Section to For ed Shear with 1 ed Bending Mo Ionents, Load Combin For Loads for to Tor Strength L For All Other I	Face of Railing, Impact Factor, coment with Impact nations, Force Effect, Force Effect, which a Maximum c 0.95 which a Minimum c 1.0 imit State, Factor Relating Factor Relating	t Factor, Negativ n Value of yi is A 1 Value of yi	re Moment, $Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$ ppropriate : ppropriate : pportance, ue of γ_i , ue of γ_i , ue of γ_i ,		d V M M η η η η η η η η η η η η		1000.00 mm 19.95 KN 13.97 KN-m 1.05 1.05 1.05 1.00 1.10 0.91 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00
DGCS 10.3 DGCS 10.3-1 DGCS 10.3-2 DGCS 10.3-3	Distance of Desig Design Unfactor Factored Shear and Bending N Load Factors and 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	en Section to E ed Shear with 1 ed Bending Me Ionents, El Load Combined For Loads for v $\mu = \eta_{J}\eta_{R}\eta_{T}$ For Loads for v $\mu = \frac{1}{\eta_{J}\eta_{R}\eta_{T}}$ For Loads for v $\mu = \frac{1}{\eta_{J}\eta_{R}\eta_{T}}$	ace of Railing, Impact Factor, oment with Impact nations, Force Effect, Force Effect, which a Maximum ≥ 0.95 which a Minimum ≥ 1.0 imit State, Factor Relating Factor Relating	t Factor, Negativ n Value of yi is A a Value of yi is Ap to Ductility, to Redundancy, to Operational In for Minimum Val to Ductility, to Redundancy, to Operational In for Maximum Val	ie Moment, $q = \sum \eta_t \gamma_t Q_t$ ppropriate : ppropriate : ppropriate : pportance, ue of γ_t , ue of γ_t , ue of γ_t , ue of γ_t ,		d V M 10 10 10 10 10 11 11 11 11 11 11 11 11		1000.00 mm 19.95 KN 13.97 KN-m 1.05 1.05 1.05 1.05 1.00 1.10 0.91 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00
DGCS 10.3 DGCS 10.3-1 DGCS 10.3-2 DGCS 10.3-3	Distance of Desi Design Unfacton Design Unfacton Factored Shear and Bending M Load Factors and 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	en Section to F ed Shear with 1 ed Bending Mc Iounents, Lioad Combin Fotal Factored Vibre : For Loads for $v_{12} = \eta_{12}\eta_{23}\eta_{3}$ For Loads for $\eta_{12} = \eta_{12}\eta_{3}\eta_{3}$ For Strength L For Strength L	Face of Railing, Impact Factor, oment with Impact nations, Force Effect, which a Maximum 2 0.95 which a Minimum C 1.0 imit State, Factor Relating Factor Relating	t Factor, Negativ n Value of yi is Ay a Value of yi is Ay to Ductility, to Redundancy, to Operational In for Maximum Value to Ductility, to Redundancy, to Redundancy, to Redundancy, to Redundancy, to R	e Moment, $Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$ ppropriate : ppropriate : ppropri ppropriate : ppropriate : ppropri ppropri		d V M		1000.00 mm 19.95 KN 13.97 KN-m 1.05 1.05 1.05 1.00 1.10 0.91 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00
DGCS 10.3 DGCS 10.3-1 DGCS 10.3-2 DGCS 10.3-3	Distance of Desig Design Unfacton Design Unfacton Factored Shear and Bending M Load Factors and 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	en Section to For ed Shear with 1 ed Bending Mo Ionents, Load Combin Fotal Factored Vere : For Loads for to To Strength L For All Other I For All Other I	ace of Railing, Impact Factor, coment with Impact nations, Force Effect, which a Maximum 2 0.95 which a Minimum 2 1.0 imit State, Factor Relating Factor Factor Factor Factor Factor Factor Factor Factor Fact	t Factor, Negativ n Value of yi is A 1 Value of yi	re Moment, $Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$ ppropriate : ppropriate : pportance, ue of γ_i , ue of γ_i , ue of γ_i , ue of γ_i , ue of γ_i ,		d V M η _D η _E η _L		1000.00 mm 19.95 KN 13.97 KN-m 1.05 1.05 1.05 1.00 1.10 0.91 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00
DGCS 10.3 DGCS 10.3-1 DGCS 10.3-2 DGCS 10.3-3	Distance of Desig Design Unfactor Factored Shear and Bending M Load Factors and 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	en Section to Format Section 1000	ace of Railing, Impact Factor, oment with Impact nations, Force Effect, which a Maximum ≥ 0.95 which a Minimum ≥ 1.0 imit State, Factor Relating Factor Relating Fac	n Value of yi is A n Value of yi is A a Value of yi is A a Value of yi is A to Ductility, to Redundancy, to Operational In for Maximum Val to Ductility, to Redundancy, to Operational In for Maximum Val for Maximum Val	re Moment, $q = \sum \eta_t \gamma_t Q_t$ ppropriate : ppropriate : ppropriate : ppropriate : pportance, ue of γ_t , ue of γ_t , ue of γ_t , ue of γ_t ,		d V M 10 10 10 10 10 10 11 11 11 11 11 11 11		1000.00 mm 19.95 KN 13.97 KN-m 1.05 1.05 1.05 1.05 1.00 1.10 0.91 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00
DGCS 10.3-1 DGCS 10.3-1 DGCS 10.3-2 DGCS 10.3-3	Distance of Desig Design Unfacton Factored Shear and Bending M Load Factors and 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	en Section to F ed Shear with 1 ed Bending Mc Iounents, Load Combin Fotal Factored Vare : For Loads for $\eta_{1} = \eta_{2}\eta_{3}\eta_{4}\eta_{5}$ For Loads for $\eta_{2} = \eta_{2}\eta_{3}\eta_{4}\eta_{5}$ For Loads for $\eta_{4} = \frac{1}{\eta_{1}\eta_{2}\eta_{3}\eta_{4}}$ For Strength L	Face of Railing, Impact Factor, oment with Impact nations, Force Effect, which a Maximum 2 0.95 which a Maximum 2 0.95 which a Minimum 2 1.0 imit State, Factor Relating Factor Relating Tactor Relating Tactor Relating Tactor Relating Factor Factor Factor Factor	t Factor, Negativ n Value of yi is Ay a Value of yi is Ay to Ductility, to Redundancy, to Operational In for Maximum Val to Ductility, to Redundancy, to Operational In for Maximum Val for Maximum Val for Maximum Val Moment	e Moment, $Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$ ppropriate : ppropriate		d V M Π Π Π Π Π Π Π Π Π Π Π Π Π Π Π Π Π Π		1000.00 mm 19.95 KN 13.97 KN-m 1.05 1.05 1.05 1.00 1.10 0.91 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00
DGCS 10.3 DGCS 10.3-1 DGCS 10.3-2 DGCS 10.3-2	Distance of Desig Design Unfacton Factored Shear and Bending M Load Factors and 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	en Section to For ed Shear with 1 ed Bending Me Ionents, Load Combin Total Factored Vere : For Loads for to 1 For Loads for to 1 For Loads for to 1 Total Factored Total Factored Tota	ace of Railing, Impact Factor, oment with Impact nations, Force Effect, which a Maximum 2 0.95 which a Minimum 2 1.0 imit State, Factor Relating Factor Relating Fac	t Factor, Negativ n Value of yi is A 1 Value of yi	re Moment, $Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$ ppropriate : ppropriate : pportance, ue of γ_i , ue of γ_i , ue of γ_i , ue of γ_i ,		d V M		1000.00 mm 19.95 KN 13.97 KN-m 1.05 1.05 1.05 1.00 1.10 0.91 1.00
DGCS 10.3 DGCS 10.3-1 DGCS 10.3-2 DGCS 10.3-2	Distance of Desig Design Unfactors Factored Shear and Bending M Load Factors and 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	en Section to Lead Section to Lead Shear with 1 ed Shear with 1 ed Bending Me Load Combine Total Factored vhare : For Loads for v = 1 y ₂ y ₂ y ₂ y ₁ For Loads for v = 1 y ₂ y ₂ y ₂ y ₁ For Strength L For All Other 1 for All Other 1 nd Bending M Strength Eve Force	ace of Railing, Impact Factor, oment with Impact nations, Force Effect, which a Maximum ≥ 0.95 which a Minimum ≤ 1.0 mit State, Factor Relating Factor Relating Fac	n Value of yi is A n Value of yi is A a Value of yi is A a Value of yi is A to Ductility, to Redundancy, to Operational In for Maximum Val for Minimum Val to Ductility, to Redundancy, to Operational In for Maximum Val for Maximum Val Moment KN-m 9,951	re Moment, $Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$ ppropriate : ppropriate : ppropriate : pportance, ue of γ_i , ue of γ_i , ue of γ_i , ue of γ_i ,		d V M 10 10 10 10 10 10 11 11 11 11 11 11 11		1000.00 mm 19.95 KN 13.97 KN-m 1.05 1.05 1.05 1.05 1.00 1.10 0.91 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00
DGCS 10.3-1 DGCS 10.3-1 DGCS 10.3-2 DGCS 10.3-3	Distance of Desig Design Unfacton Factored Shear and Bending M Load Factors and 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	en Section to I ed Shear with 1 ed Shear with 1 ed Bending Mc Iounents, I Load Combin r Cal Factored Vare : For Loads for $\eta_{1} = \eta_{2}\eta_{3}\eta_{3}\eta_{7}$ For Loads for $\eta_{2} = \eta_{3}\eta_{3}\eta_{3}\eta_{7}$ For Loads for $\eta_{4} = \frac{1}{\eta_{1}\eta_{2}\eta_{3}}\eta_{3}$ For Strength L For All Other 1 and Bending M Strength Eve Force DC LL	ace of Railing, Impact Factor, oment with Impact nations, Force Effect, which a Maximum 2 0.95 which a Maximum 2 0.95 which a Minimum 2 1.0 imit State, Factor Relating Factor Relat	t Factor, Negativ n Value of yi is Ay a Value of yi is Ay to Ductility, to Redundancy, to Operational In for Maximum Val for Minimum Val to Ductility, to Redundancy, to Re	e Moment, $Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$ ppropriate : ppropriate		d V M Π Π Π Π Π Π Π Π Π Π Π Π Π Π Π Π Π Π		1000.00 mm 19.95 KN 13.97 KN-m 1.05 1.05 1.05 1.05 1.00 1.10 0.91 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00

	Design of Main Remforcement,			
	Maximum Factored Moment,	Mu	-	36.90 KN-m
DGCS 12.4.3.3	Limits of Reinforcement,	Mcr	=	41.67 KN-m
	1.33 Times the Factored Moment Required.	1.33*Mu	-	49.07 KN-m
DGCS 12 4.3.3-1	Cracking Moment, $Mcr = \gamma_3 \gamma_1 fr Sc$	Mer	-	41.67 KN-m
	Modulus of Rupture.	fr		3.33 MPa
	Section Modulus for the Extreme Fiber of the Composite Section bh^2	Sc		10.416.667 mm ³
	Se= 6			
	Flexural Cracking Variability Factor,	Y1	-	1.60
	Ratio of Minimum Yield Strength to Ultimate Tensile Strength of the Reinforcement,	¥3	=	0.75
	Verification of Governing Factored Flexural Resistance,			
	Governing Factored Flexural Resistance for Flexural Design,	Mu	-	41.67 KN-m
DGCS 12.2.3.1	Flexural Resistance Factor.	Φf		0.90
	Area of Flexural Reinforcement,	m	=	17.65
		x	¥ .	0.003
		r	=	0.003
		As	=	559.41 mm*
	Required Bar Spacing, $s = Ab * b/As$	8	=	300.00 mm
DGCS 12.7.3.2	Maximum Spacing of Reinforcing Bars.			
	1.5 Times the Thickness of the Member.	smax1		375.00 mm
	450mm.	smax2		450.00 mm
DGCS 12.7.3.1	Check for Minimum Spacing.			
	1.5 Times the Nominal Diameter of the Bars.	smin 1	=	24.00 mm
	1.5 Times the Maximum Size of the Coarse Aggregates.	smin2	=	37.50 mm
	38mm.	smin3		38.00 mm
	Use 16 mmo Tension Reinforcement Bar spaced @ 300mm O.C.			
	∴ Use 16 mmo Tension Reinforcement Bar spaced @ 300mm O.C.			
	∴ Use 16 mmo Tension Reinforcement Bar spaced @ 300mm O.C. Shear Verification, Maximum Eactored Shear	Vn		40 50 KN
DGCS 12 53 3 1	∴ Use 16 mmo Tension Reinforcement Bar spaced @ 300mm O.C. Shear Verification, Maximum Factored Shear, Simulified Procedure for Neu-Destrusted Section	Vu		42.52 KN
DGCS 12.53.3.1		Vu		42.52 KN 250.00 mm
DGCS 12.5.3.3.1	∴ Use 16 mmo Tension Reinforcement Bar spaced @ 300mm O.C. Shear Verification. Maximum Factored Shear, Simplified Procedure for Non-Prestressed Section, Verification of Overall Depth,	Vu h	=	42.52 KN 250.00 mm
DGCS 12.53.3.1	∴ Use 16 mmo Tension Reinforcement Bar spaced @ 300mm O.C. Shear Verification, Maximum Factored Shear, Simplified Procedure for Non-Prestressed Section, Verification of Overall Depth, Calculation for Shear Depth	Vu h	= = Simpl	42.52 KN 250.00 mm ified Procedure
DGCS 12.53.3.1	∴ Use 16 mmo Tension Reinforcement Bar spaced @ 300mm O.C. Shear Verification, Maximum Factored Shear, Simplified Procedure for Non-Prostnessed Section, Verification of Overall Depth, Calculation for Shear Depth, Governing Effective Shear Depth,	Vu h	= = Simpl	42.52 KN 250.00 mm ified Procedure 197.06 mm
DGCS 12.53.3.1	∴ Use 16 mmo Tension Reinforcement Bar spaced @ 300mm O.C. Shear Verification, Maximum Factored Shear, Simplified Procedure for Non-Prestressed Section, Verification of Overall Depth, Calculation for Shear Depth, Governing Effective Shear Depth, Av = dv = 0.50a	Vu h dv	= Simpl =	42.52 KN 250.00 mm ified Procedure 197.06 mm 202.00 mm
DGCS 12.53.3.1	∴ Use 16 mmo Tension Reinforcement Bar spaced @ 300mm O.C. Shear Verification. Maximum Factored Shear, Simplified Procedure for Non-Prestressed Section, Verification of Overall Depth, Calculation for Shear Depth, Governing Effective Shear Depth, Shear Depth, Shear Depth, Shear Depth,	Vu h dv de	= Simpl = =	42.52 KN 250.00 mm ified Procedure 197.06 mm 202.00 mm
DGCS 12.53.3.1	·· Use 16 mmo Tension Reinforcement Bar spaced @ 300mm O.C. Shear Verification, Maximum Factored Shear, Simplified Procedure for Non-Prestressed Section, Verification of Overall Depth, Calculation for Shear Depth, Governing Effective Shear Depth, Shear Depth, Shear Depth, Shear Depth, Overall Depth, Shear Depth, Overall Depth, Shear Depth, Overall Depth, Shear Depth, Overall Depth, Shear Depth, Shear Depth, Shear Depth, Overall Depth, Shear Depth, Shear Depth, Shear Depth, Overall Depth, Shear Depth,	Vu h dv de	= Simpl = =	42.52 KN 250.00 mm ified Procedure 197.06 mm 202.00 mm
DGCS 12 53 3 1	∴ Use 16 mmo Tension Reinforcement Bar spaced @ 300mm O.C. Shear Verification, Maximum Factored Shear, Simplified Procedure for Non-Prestressed Section, Verification of Overall Depth, Calculation for Shear Depth, Governing Effective Shear Depth, Shear Depth, Shall be Less Than the Greater of, 0.90*de 9.871945	Vu h dv de	= Simpl = =	42.52 KN 250.00 mm afied Procedure 197.06 mm 202.00 mm 181.80 mm
DGCS 12.53.3.1	∴ Use 16 mmo Tension Reinforcement Bar spaced @ 300mm O.C. Shear Verification, Maximum Factored Shear, Simplified Procedure for Non-Prestressed Section, Verification of Overall Depth, Calculation for Shear Depth, Governing Effective Shear Depth, Shear Depth, Shear Depth, Governing Effective Shear Depth, Shear Depth, Shear Depth, 0.90*de 0.90*de 0.72*h If Overall Depth is Less than 400 mm	Vu h dv de 5702	= Simpl = = =	42.52 KN 250.00 mm ified Procedure 197.06 mm 202.00 mm 181.80 mm 180.00 mm
DGCS 12.53.3.1	∴ Use 16 mmo Tension Reinforcement Bar spaced @ 300mm O.C. Shear Verification, Maximum Factored Shear, Simplified Procedure for Non-Prestressed Section, Verification of Overall Depth, Calculation for Shear Depth, Governing Effective Shear Depth, Shear Depth, Shear Depth, Shear Depth, Shear Depth, 0.5004 9.871945 0.72*h If Overall Depth is Less than 400 mm, Beta	Vu h dv de 5702	= Simpl = = =	42.52 KN 250.00 mm ified Procedure 197.06 mm 202.00 mm 181.80 mm 180.00 mm
DGC\$ 12.53.3.1	∴ Use 16 mmo Tension Reinforcement Bar spaced @ 300mm O.C. Shear Verification, Maximum Factored Shear, Simplified Procedure for Non-Prestressed Section, Verification of Overall Depth, Calculation for Shear Depth, Governing Effective Shear Depth, Shar Depth, Shar Depth, Shall be Less Than the Greater of, 0.90®de 9.871845 0.72%h If Overall Depth is Less than 400 mm, Beta, Theta	Vu h dv de 5702 β θ	= Simpl = = =	42.52 KN 250.00 mm ified Procedure 197.06 mm 202.00 mm 181.80 mm 180.00 mm 2.00 45.00 degrees
DGCS 12.53.3.1	 ∴ Use 16 mmo Tension Reinforcement Bar spaced @ 300mm O.C. Shear Verification, Maximum Factored Shear, Simplified Procedure for Non-Prestressed Section, Verification of Overall Depth, Calculation for Shear Depth, Calculation for Shear Depth, Governing Effective Shear Depth, Sharl Depth, Shall be Less Than the Greater of, 0.90*de 9.871845 0.72*h If Overall Depth is Less than 400 mm, Beta, Theta, Normial Shear Resistance Verification. 	Vu h dv de 5702 β θ	= Simpl = = =	42.52 KN 250.00 mm ified Procedure 197.06 mm 202.00 mm 181.80 mm 181.80 mm 180.00 mm 200 45.00 degrees
DGCS 12.533.1	 ∴ Use 16 mmo Tension Reinforcement Bar spaced @ 300mm O.C. Shear Verification, Maximum Factored Shear, Simplified Procedure for Non-Prestressed Section, Verification of Overall Depth, Calculation for Shear Depth, Calculation for Shear Depth, Governing Effective Shear Depth, Shear Depth, Shear Depth, Shear Depth, Shear Depth, 0.90%de 0.72%h If Overall Depth is Less than 400 mm, Beta, Theta, Nominal Shear Resistance Verification, Norming Concrete Shear Resistance 	Vu h dv de 5702 β θ Vc	= Simpl = = = =	42.52 KN 250.00 mm ified Procedure 197.06 mm 202.00 mm 181.80 mm 181.80 mm 180.00 mm 2.00 45.00 degrees 173.10 KN
DGCS 12.53.3.1 DGCS 12.53.2 DGCS 12.53.2 DGCS 12.53.2.3	·· Use 16 mmo Tension Reinforcement Bar spaced @ 300mm O.C. Shear Verification, Maximum Factored Shear, Simplified Procedure for Non-Prestressed Section, Verification of Overall Depth, Calculation for Shear Depth, Governing Effective Shear Depth,	Vu h dv de 5702 β θ Vc Vc	= Simpl = = = = =	42.52 KN 250.00 mm ified Procedure 197.06 mm 202.00 mm 181.80 mm 180.00 mm 2.00 45.00 degrees 173.10 KN 55.47 KN
DGCS 12.5331		Vu h dv de 5702 β θ Vc Vs	= Simpl = = = = = =	42.52 KN 250.00 mm ified Procedure 197.06 mm 202.00 mm 181.80 mm 180.00 mm 2.00 45.00 degrees 173.10 KN 55.47 KN
DGCS 12.533.1 DGCS 12.532 DGCS 12.532 DGCS 12.5323	$ \begin{array}{c} \begin{array}{c} \begin{array}{c} \begin{array}{c} \cdot \mbox{Use 16 mmo Tension Reinforcement Bar spaced @ 300mm O.C.} \end{array} \\ \hline \\ \begin{array}{c} \begin{array}{c} \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \$	Vu h dv de 5702 β θ Ve Vs	= Simpl = = = =	42.52 KN 250.00 mm ified Procedure 197.06 mm 202.00 mm 181.80 mm 181.80 mm 180.00 mm 2.00 45.00 degrees 173.10 KN 55.47 KN
DGCS 12.53.3.1 DGCS 12.53.2.1 DGCS 12.53.2.3 DGCS 12.53.2.3 DGCS 12.53.2.3		Vu h dv de 5702 β θ Vc Vs Vn1	= Simpl = = = = = = =	42.52 KN 250.00 mm ified Procedure 197.06 mm 202.00 mm 181.80 mm 180.00 mm 200 45.00 degrees 173.10 KN 55.47 KN 228.57 KN
DGCS 12.53.3.1 DGCS 12.53.2.1 DGCS 12.53.2.3 DGCS 12.53.2.3 DGCS 12.53.2.4 DGCS 12.53.2.4	$ \begin{array}{c} \begin{array}{c} \begin{array}{c} \label{eq:started} & \begin{tabular}{lllllllllllllllllllllllllllllllllll$	Vu h dv de 5702 β θ θ Vc Vs Vs Vn1 Vn2	= Simpl = = = = = =	42.52 KN 250.00 mm ifed Procedure 197.06 mm 202.00 mm 181.80 mm 180.00 mm 2.00 45.00 degrees 173.10 KN 55.47 KN 228.57 KN 1379.45 KN
DGCS 12.5.3.3.1 DGCS 12.5.3.2	$ \begin{array}{c} \begin{array}{c} \begin{array}{c} \begin{array}{c} \cdot \mbox{Use 16 mmo Tension Reinforcement Bar spaced @ 300mm O.C.} \end{array} \\ \hline \\ \begin{array}{c} \begin{array}{c} \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ $	Vu h dv de 5702 β θ Vc Vs Vs Vn1 Vn2 Vn	= Simpl = = = = = = = =	42.52 KN 250.00 mm ified Procedure 197.06 mm 202.00 mm 181.80 mm 181.80 mm 180.00 mm 2.00 45.00 degrees 173.10 KN 55.47 KN 228.57 KN 1379.45 KN 1278.57 KN
DGCS 12.5.3.3.1 DGCS 12.5.3.2.1 DGCS 12.5.3.2.3 DGCS 12.5.3.2.3 DGCS 12.5.3.2.4 DGCS 12.5.3.2.4 DGCS 12.5.3.2.4 DGCS 12.5.3.2.4	∴ Use 16 mma Tension Reinforcement Bar spaced @ 300mm O.C. Shear Verification, Maximum Factored Shear, Simplified Procedure for Non-Prestressed Section, Verification of Overall Depth, Calculation for Shear Depth, Governing Effective Shear Depth, $dv = de - 0.50\alpha$ Shear Depth, Shar Depth, $dv = de - 0.50\alpha$ Shear Depth, dv = dv = dv + dv + dv Shear Depth, Shear Depth, dv = dv = dv + dv + dv Shear Depth, dv = dv = dv + dv + dv Shear Depth, Shear Depth, dv = dv = dv + dv + dv + dv + dv + dv +	Vu h dv de 5702 β θ Vc Vs Vs Vn Vn Vn Vn	= Simpl = = = = = = = = = = = = = = = = = = =	42.52 KN 250.00 mm ified Procedure 197.06 mm 202.00 mm 181.80 mm 180.00 mm 2.00 45.00 degrees 173.10 KN 55.47 KN 228.57 KN 1379.45 KN 228.57 KN
DGCS 12 53 3.1 DGCS 12 53 3.1 DGCS 12 53 2.2 DGCS 12 53 2.3 DGCS 12 53 2.4 DGCS 12 53 2.2	$ \begin{array}{c} \begin{array}{c} \begin{array}{c} \cdot \text{Use 16 mmo Tension Reinforcement Bar spaced @ 300mm O.C.} \end{array} \\ \hline \\ & \text{Shear Verification,} \\ & \text{Maximum Factored Shear,} \\ & \text{Simplified Procedure for Non-Prestressed Section,} \\ & \text{Verification of Overall Depth,} \\ & \text{Verification of Overall Depth,} \\ \hline \\ & \text{Calculation for Shear Depth,} \\ & \text{Governing Effective Shear Depth,} \\ & \text{Governing Effective Shear Depth,} \\ & \text{Maximum Factored Shear Depth,} \\ \hline \\ & \text{Governing Effective Shear Depth,} \\ & \text{Shear Depth,} \\ & \text{Shear Depth,} \\ & \text{Shear Depth,} \\ & \text{Shear Depth,} \\ \hline \\ & \text{Governing Effective Shear Depth,} \\ & \text{More all Depth is Less than the Greater of,} \\ & \text{O.90*de} \\ & \text{O.90*de} \\ \hline \\ \\ & \text{O.90*de} \\ \hline \\ \hline \\ \hline \\ & \text{O.90*de} \\ \hline \\ \hline \\ \hline \\ \hline \\ & \text{O.90*de} \\ \hline \\ $	Vu h dv de 5702 β 0 Vc Vs Vn1 Vn2 Vn dv	= Simpl = = = = = = = = = = = = = = = = = = =	42.52 KN 250.00 mm ifed Procedure 197.06 mm 202.00 mm 181.80 mm 180.00 mm 2.00 45.00 degrees 173.10 KN 55.47 KN 228.57 KN 1379.45 KN 228.57 KN 1379.45 KN 228.57 KN
DGCS 12.5.3.3.1 DGCS 12.5.3.2 DGCS 12.5.3.2 DGCS 12.5.3.2 DGCS 12.5.3.2-3 DGCS 12.5.3.2-4 DGCS 12.5.4 DGCS 12.	∴ Use 16 mmo Tension Reinforcement Bar spaced @ 300mm O.C. Shear Verification, Maximum Factored Shear, Simplified Procedure for Non-Prestressed Section, Verification of Overall Depth, Calculation for Shear Depth, Governing Effective Shear Depth, dv = de = 0.50a Shear Depth, Shall be Less Than the Greater of, 0.90% 4 9.871945 0.72% 1 1f Overall Depth is Less than 400 mm, Beta, Theta, Nominal Shear Resistance, $Vc = 0.083 + \beta + \sqrt{f^2 c + bv + dv}$ Nominal Shear Resistance, $Vg = \frac{Av + fy + dv + cot\theta}{s}$ Nominal Shear Resistance, $Vg = \frac{Av + fy + dv + cot\theta}{s}$ Nominal Shear Resistance, Vn1 = Vc + Vs Vn2 = 0.25 - f'c + bv + dv Governing Nomial Shear Resistance, Factored Shear Resistance, Vr = dy = Vr	Vu h dv de 5702 β 0 Vc Vs Vn1 Vn2 Vn Φv Vr	Simpl Simpl	42.52 KN 250.00 mm ified Procedure 197.06 mm 202.00 mm 181.80 mm 181.80 mm 180.00 mm 2.00 45.00 degrees 173.10 KN 55.47 KN 228.57 KN 1379.45 KN 228.57 KN 0.90 205.71 KN
DGCS 12.5.3.3.1 DGCS 12.5.3.2.1 DGCS 12.5.3.2.3 DGCS 12.5.3.2.3 DGCS 12.5.3.2.4 DGCS 12.5.3.2.4 DGCS 12.5.3.2.4	$ \begin{array}{c} \begin{array}{c} \begin{array}{c} \cdot \text{Use 16 mmo Tension Reinforcement Bar spaced @ 300mm O.C.} \end{array} \\ \hline \\ & \text{Shear Verification,} \\ & \text{Maximum Factored Shear,} \\ & \text{Simplified Procedure for Non-Prestressed Section,} \\ & \text{Verification of Overall Depth,} \\ \hline \\ & \text{Calculation for Shear Depth,} \\ & \text{Calculation for Shear Depth,} \\ & \text{Governing Effective Shear Depth,} \\ & \text{Governing Infective Shear Depth,} \\ & \text{Governing Infective Shear Depth,} \\ & \text{Governing Infective Shear Depth,} \\ & \text{Governing Norminal Shear Resistance,} \\ & \text{Norminal Shear Resistance,} \\ & \text{Norminal Shear Resistance,} \\ & \text{Val} = 0.25 + \int t c \cdot bv \cdot dv \\ & \text{Governing Norminal Shear Resistance,} \\ & \text{Factored Shear Resistance Verification,} \\ & \text{Shear Resistance,} \\ & \text{Factored Shear Resistance,} \\ & \text{Val} = 0.25 = f'c \cdot bv \cdot dv \\ & \text{Governing Norminal Shear Resistance,} \\ & \text{Factored Shear Resistance Verification,} \\ & \text{Shear Resistance,} \\ & \text{Factored Shear Resistance,} \\ & \text{Val} = \phi v = V n \end{array} \end{array}$	Vu h dv de 5702 β 0 Vc Vs Vn1 Vn2 Vn Φν Vr	= Simpl = = = = = = = = = = = = = = = = = = =	42.52 KN 250.00 mm ified Procedure 197.06 mm 202.00 mm 181.80 mm 180.00 mm 2.00 45.00 degrees 173.10 KN 55.47 KN 228.57 KN 1379.45 KN 228.57 KN 1379.45 KN 228.57 KN
DGCS 12.5.3.3.1 DGCS 12.5.3.2.1 DGCS 12.5.3.2.3 DGCS 12.5.3.2.4 DGCS 12.5.3.2.4 DGCS 12.5.3.2.4 DGCS 12.5.3.2.4	$ \begin{array}{c} \begin{array}{c} \begin{array}{c} \cdot \mbox{Use 16 mmo Tension Reinforcement Bar spaced @ 300mm O.C.} \end{array} \\ \hline \\ \begin{array}{c} \mbox{Shear Verification,} \\ \mbox{Maximum Factored Shear,} \\ \mbox{Simplified Procedure for Non-Prestressed Section,} \\ \mbox{Verification of Overall Depth,} \\ \mbox{Verification of Overall Depth,} \\ \mbox{Calculation for Shear Depth,} \\ \mbox{Governing Effective Shear Depth,} \\ \mbox{Governing Effective Shear Depth,} \\ \mbox{Shear Resistance Verification,} \\ \mbox{Nominal Shear Resistance,} \\ \mbox{Vs = } \\ \mbox{Shear Resistance Verification,} \\ \mbox{Nominal Shear Resistance,} \\ \mbox{Vs = } \\ \mbox{Shear Resistance Verification,} \\ \mbox{Shear Resistance,} \\ \mbox{Vs = } \\ \mbox{Shear Resistance Verification,} \\ \mbox{Shear Resistance,} \\ \mbox{Vs = } \\ ϕ v = ψ v = ψ n ψ = ψ = ψ n ψ = ψ n ψ = ψ = ψ n ψ = ψ n ψ = ψ n ψ = ψ n ψ n = ψ = ψ n ψ = ψ n ψ = ψ n ψ n = ψ = ψ n ψ n = ψ	Vu h dv de 5702 β 0 Vc Vs Vn1 Vn2 Vn Φv Vr		42.52 KN 250.00 mm afed Procedure 197.06 mm 202.00 mm 181.80 mm 180.00 mm 2.00 45.00 degrees 173.10 KN 55.47 KN 228.57 KN 1379.45 KN 228.57 KN 0.90 205.71 KN

7.4.2.5 護岸及び土工等

(1) 護岸

1) 護岸の設置範囲

護岸工の設置範囲は基本設計において検討した通り図 7.4.178 に示す範囲とする。



出典:調査団

図 7.4.178 条件護岸設置範囲

2) 護岸構造

護岸構造は基本設計で決定した通り、鉄筋コンクリート張(t=200mm)とする。

3) 小口止め

取付護岸の端部は侵食に対し護岸本体に影響が及ばないよう小口止め工を設ける。

(2) 護床工

1) 敷設範囲

護床工の敷設範囲を以下に示す。



出典:調査団

図 7.4.179 護床工敷設範囲

2) 敷設重量

(a) 護床ブロック

基本設計において決定した通り、護床工のブロック重量は2t級を採用する。

(b) **RIPRAP**

基本設計において決定した通り、RIPRAP CLASS A を使用する。

(3) 土工

掘削勾配については、数量算出要領より設定する。数量算出要領における、掘削勾配は地盤の種 類により区分されているため、地盤の種別を確認する。

Cainta 水門の地質想定図を図 7.4.180 に示す。地質調査結果では粘性土地盤となっているが、3 地 点の地質調査の孔口標高の最大値は EL+11.68m である。現況の堤防高は EL+18.0m 程度であり、孔 口標高より上面の地層構成については、不明であるため、掘削勾配については、砂質土の掘削勾配 1:1.5 を適用する。図 7.4.181 に土工横断図を示す。



出典:調査団

図 7.4.180 想定地質断面図



出典:調査団

図 7.4.181 掘削勾配

7.4.2.6 付帯構造物

(1) 発電機棟敷地擁壁

1) 擁壁設置位置

「6.4.3.11(6) 発電機棟敷地」で示したように、発電機棟設置のための敷地を EL16.10 で整備する。このため、発電機棟敷地の周辺には擁壁が必要となる。



出典:調査団

図 7.4.182 発電機棟敷地擁壁の位置

2) 設計条件

(a) 条件一覧

当該箇所の擁壁工設計条件を表 7.4.226 に整理する。

表	7.4	4. 226	発電機敷地擁壁設計条件一	·覧

	項目	条件	備考
材料	コンクリート	Class A $f_{ck}=20.7(N/mm2)$	
	鉄筋	Grade 40 (275)	
	土砂	砂質土 y=19.0(kN/m ³), y _{sat} =20.0(kN/m ³)	
水位 条件	常時	DFL > 擁壁底版下面残留水位DFL ≦ 擁壁底版下面考慮しない	Manggahan 放水路 DFL EL. 14.853
	地震時	考慮しない	平水位(EL.11.300) < 擁壁底版 下面(最低 EL.13.100)であり、擁 壁および河川護岸に水抜き穴があ ることから、
荷重 条件	常時	背後地盤:10 kN/m2 発電機棟建屋部:50 kN/m ²	
	地震時	背後地盤:5 kN/m2 発電機棟建屋部:50 kN/m ²	

発電機棟建屋部の荷重は次の通り算定する。

百日	体積	単位重量	重量
·····································	(m3)	(t/m3)	(t)
Structural Members Below Floor Slab	114.919	2.4	275.805
Structural Members Above Floor Slab	88.215	2.4	211.716
Non Structural RC Members	29.990	2.4	71.976
Cinder Concrete	26.750	1.7	45.474
CB wall	20.109	2.1	42.229
Sand Filling	60.025	1.9	114.048
Soil to be Excavated	-186.945	1.9	-355.196
		Sub-total	406.052

表 7.4.227 発電機棟建屋重量の算定

出典:調査団

•	Weight of Structural Body	=Wight of Building / (Area of Foundation) x 9.8 m/s^2
		$= 406.052 \text{ t} / (18.15 \text{m x} 5.15 \text{m}) \text{ x} 9.8 \text{ m/s}^2$
		$= 42.572 (kN/m^2)$

• <u>Weight of Finishing and Building Equipment</u> =1.200 (kN/m²)

	Weight of Generator Set	=Weight of Gen. Set / (Area of Foundation) x 9.8 m/s ² = $(2.7 t + 1.3 t)/(6.075 x 5.15m) x 9.8 m/s2$
•	Weight of Other Equipment	$\frac{= 1.253 \text{ (kN/m^2)}}{= 2.400 \text{ (kN/m^2)}}$

• <u>Total Weight</u> = $42.572 + 1.200 + 1.253 + 2.400 = 47.425 (kN/m²) \rightarrow 50 kN/m²$

以上より、発電機棟建屋部は 50 kN/m²の荷重を考慮する。

3) 検討結果

上述の条件に基づき検討を行い設定した、擁壁の寸法および配筋を表 7.4.228 に整理する。なお、詳細な構造計算に関しては、「Vol.5A STRUCTURAL CALCULATION FOR CONTRACT PACKAGE 1」に示す。

			F	F	F	F					表 7.	4. 228	発	■ 一 後 何	東敷井	拉理	きの構造	告記						Ē	1		
	Lanath									Vertic.	al Wall						Heal	Slab						Toe	Slab		
	T T T	Η	A	Ч	w1	\mathbf{W}_2		-			Rainfor	cing Bar			-	-		Rainfor	cing Bar			-	-		Rainfo	cing Bar	
	ц Ц	(uuu)	(uuu)	(uuu)	(um)	(uuu)	- -	, a1	d2	Horiz	ontal	Ve	rtical) 2 2	e (_ d₄	Longd	itudial	Trar	sverse) P	d5	, a ₆	Longe	litudial	Tran	s verse
	(III)						(mm)	(mm)	(mm)	Extrior	Interior	Front	Rear	(mm)	(mm)	(mm)	Bottom	Top	Bottom	Top	(uuu)	(uuu)	(mm)	Bottom	Top	Bottom	Top
L-shaped WAL	4.9	1500	2000	1100		1600	400	90	1 06	D12@250	D12@250	D12@250	D12@25	0 400	100	100	D12@250	D12@250	D12@250	D12@250	400	100	100				
Invert T-shaped	WALL																										
TYPEA	6.0	2000	2500	1600	600	1500	400	90	90 I	D12@250	D12@250	D12@250	D12@25	0 400	100	100	D12@250	D12@250	D12@25(D12@250	400	100	100	D12@250	D12@250	D12@250	D12@250
TYPEB	5.0	2500	7000	2100	900	6000	400	6	90 I	D12@250	D12@250	D12@250	D16@25	0 400	100	100	D12@250	D12@250	D12@25(D16@250	400	100	100	D12@250	D12@250	D12@250	D12@250
TYPEC	7.0	3000	7500	2600	600	6500	400	90	90 I	D12@250	D12@250	D12@250	D20@25	0 400	100	100	D12@250	D12@250	D20@25(D20@250	400	100	100	D12@250	D12@250	D12@250	D12@250
TYEP D	26.8	3200	5000	2800	, 009	4000	400	90	90 I	D12@250	D12@250	D12@250	D20@25	0 400	100	100	D12@250	D12@250	D25@25(D20@250	400	100	100	D12@250	D12@250	D12@250	D12@250
in ley	/ anut	ε					M				1																
		•			W2				-1- -1-	M1	-																
									ŕ	ŕ																	
								I		r										3							
	-	-		<u> </u>	<u> </u>	20200	2012/01	224		- •									ļ	*			•				
						R	AR TRANS	VERSE		E	ONT TRANSVE	RSE								w2							



BOTTOM TRANSVERSE

TOP TRANSVERSE

D-12

NAT LESS THAN

D-12

D-12

71

TOP TRANSVERSE BOTTOM TRANSVERSE

н



7-690

(2) 坂路工

1) 位置および設置目的

以下に示す2箇所の坂路工を設置する。各坂路工の設置目的も以下に併せて示す。

- ✓ Cainta 川左岸側 既設坂路の機能補償として既設と同じ諸元の坂路を設置する。
- ✓ Cainta 川右岸側 発電機棟および Cainta 側護岸へのアクセスを目的とした坂路を設置する。



出典:調査団

図 7.4.183 坂路工位置図

2) 断面諸元の設定

(a) 坂路工(Cainta川右岸側)

坂路工(Cainta 川右岸側)の諸元を表 7.4.229 に示す。また標準断面図を図 7.4.184 に示す。 当該箇所の坂路工は管理用車両の通行と、発電機建屋への工事用車両の進入のために使用され、 一般車両の通行には使用されないものと考え、DPWHの省令で定められる必要最小限の舗装構 成を採用する。

表	7.4.229	坂路工	(Cainta 川右岸側)) の諸元
~	/ · · · · ·			

項目	諸元	設定根拠、備考
幅員	車道幅 4.0 m	・ 管理用通路の最小幅3.0m以上とし、発電機建屋への維持管理お よび工事車両の進入を考慮し、4.0mに設定する
縦断勾配	10 %	 ・ 用地取得範囲を小さくするため、設定既設の側道取り付け位置と Cainta 川までの間に設定 ・ 対岸側の既設坂路の勾配平均 10%を参考
舗装構成	PCCP 150 mm	・ DO No.11 ,Series of 2014 に示された最小厚(FARM TO MARKET ROAD)
	砕石路盤 150mm	 PCCPと同じ厚さとする 管理用車両の通行のみを想定する



図 7.4.184 坂路工(Cainta 川右岸側)標準断面図

(b) 坂路工(Cainta川左岸側)

坂路工(Cainta 川左岸側)の諸元を表 7.4.230 に示す。また標準断面図を図 7.4.185 に示す。 当該箇所の坂路工は既設坂路の機能補償を目的とするものである。ただし、既設坂路は車道幅 3mであることに加え、現状でほとんど交通量はない状況である。よって、当該坂路工の幅員は 現状と同等とし、舗装構成は DPWH の省令で定められる必要最小限の舗装構成を基本に、若干 ではあるが一般車両の通行があることを考慮して設定する。

なお、必要とする性能は既設道路の舗装と同等であることであるため、施工時において既設 道路の舗装厚を確認の上、既設道路と同等の舗装厚へ変更することを推奨する。

表 7.4.230 坂路工(Cainta 川左岸側)の諸元

項目	諸元	設定根拠、備考
幅員	車道幅 3.0 m	 現状と同じ幅員とする
縦断勾配	10 %	・ 付け替えの対象となる既設坂路の勾配平均10%を踏襲
舗装構成	PCCP 200mm	 DO No.11, Series of 2014 に示された最小厚以上とする 若干の一般交通利用と都市部であることを考慮し 200mm に設定
	砕石路盤 200mm	 PCCPと同じ厚さとする FARM TO MARKET ROAD を参照する

出典:調査団



出典:調査団

図 7.4.185 坂路工(Cainta 川左岸側)標準断面図

(3) 排水施設

現状で Cainta 川へと流入している 3 か所の排水口が Cainta 水門および新設する Cainta 川の護岸 により影響を受けることとなるため、排水口の付け替えを行う。

1) 排水計画

(a) 計画条件

排水施設計画に当たっての条件は、基本的に Marikina 川における排水施設計画条件と同じと する。以下に、検討条件一覧を示す。なお、各項目の詳細な内容は「6.2.3 排水施設計画」に 示す通りである。

項目		条件	備考
計画規模	Design Capacity:15年		DGCS Volume 3に基づく
	Check Capacity:25 年		
最小管径	900 mm		DGCS Volume 3に基づく
流出量算定方法	合理式		DGCS Volume 3に基づく
降雨強度式	$I = \frac{a}{Tc^{n} + b} \qquad \begin{array}{c} I \\ T_{c} \\ n, a \end{array}$: 降雨強度(mm/hr) : 流達時間(min) ,b: 係数(表 6.2.7 参照)	Marikina川の排水計画と同じ
流達時間算定式	Tc = to + tg + td to tg td	: Overland Flow : Curb and Gutter Flow : Drain Flow	DGCS Volume 3に基づく 各流入時間の算定方法は「6.2.3.1 計画条件」に示す

表 7.4.231 排水施設計画条件一覧

出典:調査団

(b) 集水域

付け替え後の各排水口の集水域を図 7.4.186 に示す。

(c) 流出量の算定

表 7.4.233 に各集水域からの流出量算定結果を示す。なお、流達時間の算定においては、既存 の排水管の縦断勾配や径深の想定が必要となるため、流出量算定において想定する既設排水管 の情報を併せて表 7.4.233 に示す。

2) 排水施設設計

「6.2.4.1 排水管の基本設計」に示した考え方に基づき、上記で算出した流出量を排水可能な 排水口の管径を設定する。設定した管径を以下に示す。また排水管の流下能力算定結果を表 7.4.234 に示す。また、排水口の一般図を図 7.4.187 および図 7.4.188 に示す。

なお、堤内地盤高が Cainta 川の DFL より高い掘込河道部であることからフラップゲート等の 逆流防止設備は不要である。

	STA. (Cainta River)	Invert Elevation (EL.m)	Type /Size	Existing Drainage Size
Outlet 1	CSTA 0+049.9 / Right Bank	12.05	RCPC \$\$900	RCPC \$\$900
Outlet 2	CSTA 0+070.9 / Right Bank	11.95	RCPC \ \ \ 1200	Box B1.0m x H1.2m
Outlet 3	CSTA 0+036.9/ Left Bank	11.95	RCPC \ \ \ 1200	RCPC \u00f61100

表	7.4	. 232	排水施設一	覧
-1				ᆓ



図 7.4.186 集水域図 (Cainta 水門周辺)

表 7.4.233 流出量算定結果

									Estim	ating Cato	hment De	sign Flow	6											RCP	FOR C	HECK	ING			
		Catchment Area (A)		RI	JNOFF	COEFFICIE	ENT				Length	of Drain (Lo)			R ₂₅	R ₁₅	Runoff Coeff.	Total Discharge	Total Discharge	Dimension	Slope	Depth	Flow Area	Wetted	Hvdraulic	Radius	Rougness parameter	Velocity	Discharge
DRAIN DESIGNATIC	ON	Partial	RES	IDENTIA	AL .		Paved		Partial	Horton's	Average	Surface	Over Elev	Drain Flow		25-Year	15-Year				6			_			Б		V	
	A	Accumulated	1	2	3	DOSINESS	(road)	GRICULTURAL	Accumulated	roughness	Pass	Slope	Over Flow		Tc			С	Q ₂₅	Q ₁₅	Ψ	'		A	3			"	v	Q
		Ap ha	0.35	0.50	0.65	0.80	0.95	0.30	Ld m	n*	L m	S %	T0 min	Td min	min	Rainfall Int. mm/hr	Rainfall Int. mm/hr		m ³ /s	m ³ /s	m	‰		m ²	m		m		m/s	m/s
Cainta River DR1 Right Bank 1	1	1.26 1.26	0.00	0.00	0.83 0.83	0.00	0.43 0.43	0.00	360.00 360.00	0.015	33.000	1.000	5.1	5 3.79	8.9	275.2	251.7	0.75	0.72	0.67	0.90	2.6	0.57	, 0.4	2 1.	.65	0.26	0.013	1.58	0.67
Cainta River DR3	3	2.87 2.87	0.00	0.00	2.10	0.00	0.77	0.00	460.20 460.20	0.015	60,000	1 000	62	3 4 10	10.4	201.4	152 1	0.73	1 17	0.89	1 10	33	0.55	5 04	18 1	73	0.28	0.013	1 87	0.89
I									Estimati	ng Catchm	ent Desig	n Flows				-	-		·					For C	Checkin	ng				
i									-																•					
		Catchment Area (A)			RUNOF	F COEFFI	CIENT				Length of	Drain (Ld)			R	5 R	⊊ Runoff Coeff.	Total Discharge	Total Discharge	Dimension		Water Depth	Slope	Slope	Flow Area	Wetted Perimeter	Hydraulic Radius	Rougness parameter	Velocity	Discharge
DRAIN DESIGNATI	ION	Catchment Area (A) Partial	R	ESIDEN	RUNOF	F COEFFI	CIENT		Partial	Horton's	Length of	Drain (Ld) Surface	Over	Drain	R 25-1	5 R. ear 15-Y	15 Coeff.	Total Discharge	Total Discharge	Dimension		Water Depth	Slope	Slope	Flow Area	Wetted Perimeter	Hydraulic Radius	Rougness parameter	Velocity	Discharge
DRAIN DESIGNATI	ION	Catchment Area (A) Partial Accumulated	Ri 1	ESIDEN	RUNOF TIAL 3	BUSINES	CIENT Paved (road)	AGRICULTUR	Partial Accumulated	Horton's roughnes s	Length of Average Surface Pass	Drain (Ld) Surface Slope	Over Flow	Drain Flow To	R 25-1 Rainfa	5 R ear 15-Y	15 (ear I Int.	Discharge	Discharge	A Dimension	H	Depth	Slope 1:N	Slope	Area	co Wetted G Perimeter	Hydraulic Radius	u Rougness parameter	< Velocity	Discharge
DRAIN DESIGNATI	ION	Catchment Area (A) Partial Accumulated Ap ha	RI 1 0.35	ESIDEN 2 0.50	RUNOF TIAL 3 0.65	BUSINES	CIENT S Paved (road) 0.95	AGRICULTUR	Partial Accumulated Ld m	Horton's roughnes s n*	Length of Average Surface Pass L m	Drain (Ld) Surface Slope S %	Over Flow T0 min	Drain Flow To Td min mi	R 25-1 Rainfa n mn	5 R ear 15-Y Il Int. Rainfa /hr mm	rear III Int.	a, ⁵⁵ Discharge	w _s ¹² Discharge	a A Dimension	H	3 C Water Depth	edolos 1:N	Slope 1 %	A Area	3 ω Wetted G	a B Hydraulic Radius	a Rougness parameter	s/a Velocity	bischarge Discharge
DRAIN DESIGNATI Cainta River Right Bank 2	TON 0 R2	Catchment Area (A) Partial Accumulated Ap ha 1.52 1.52	R 1 1 0.35 2 0.00	ESIDEN 2 0.50 0.00	RUNOF TIAL 3 0.65 1.30 1.30	BUSINES	CIENT S Paved (road) 0.95 0.22 0.22	AGRICULTUR	Partial Accumulated Ld m 358.20 0 358.20	Horton's roughnes s n*	Length of Average Surface Pass L m 19.900	Drain (Ld) Surface Slope S % 1.000	Over Flow T0 min 4.35	Drain Flow To Td min mi 4.58	R 25-\ Rainfa n mm	5 R. ear 15-Y II Int. Rainfa /hr mm 275.4	15 Houn 2 (ear C all Int. C 199.6 0.69	Q ₂₅ M ₃ /s	average constraints and a con	W m 1.00	H m 1.20	Depth 0.45	edo S 1:N 0.00	е о о о о о о о о о о о о о о о о о о о	A m ² 0.45	16.1 3 S Wetted 16.1 Perimeter	Hydraulic Radius 0.54	n Kongness Parameter	V m/s	Q Discharge

(株)建設技研インターナショナル (独)水資源機構 日本工営(株) (株)建設技術研究所

			Esti	mating Catchr	nent Des	ign Flo	ws					Р	roposed	Dimens	sion (Pip	e)					P	roposed	I Dimens	sion (Pip	e)			Eval	uation	
DRAIN DESIGNATION		Catchment Area (A)	R ₂₅	R ₁₅	Runoff Coeff.	Total	Discharge	Total	Discharge	Dimension	Slope	Depth	Flow Area	Wetted Perimeter	Hydraulic Radius	Rougness parameter	Velocity	Discharge	Dimension	Slope	Depth	Flow Area	Wetted Perimeter	Hydraulic Radius	Rougness parameter	Velocity	Discharge	- Evoluction	Fuckation	Pomarks
		Partial	25-Year	15-Year									-	_										_				For Q25	For Q15	Remarks
		Accumulated			С	Q ₂₅	Sum Q	Q ₁₅	Sum Q	φ	I	90%	A	S	R	n	V	Q	φ	I	100%	A	s	R	n	V	Q			
			Rainfall Int.	Rainfall Int.																										
		ha	mm/hr	mm/hr		m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m		m	m²	m	m		m/s	m³/s	m		m	m²	m	m		m/s	m³/s			
Cainta River	DR1	1.26								(EXSIST	ING RC	PC)							(EXSIST	ING RC	PC)									
Right Bank 1		1.26	275.2	251.7	0.75	0.72	0.72	0.67	0.67	0.90	2.6	0.81	0.60	2.25	0.27	0.013	1.63	0.98	0.90	2.6	0.90	0.64	2.83	0.23	0.013	1.45	0.92	ОК	ОК	
	OUTLET 1			Total Di	scharge		0.72		0.67	0.90	3.0	0.81	0.60	2.25	0.27	0.013	1.75	1.06	0.90	3.0	0.90	0.64	2.83	0.23	0.013	1.56	0.99	OK	OK	
Cainta River	DRS	0.00																												
Right Bank 2		0.00																												
	OUTLET 2	To	tal Discharge	EXISTING CA	PACITY)		2.04		1.55	1.20	2.5	1.08	1.07	3.00	0.36	0.013	1.94	2.08	1.20	2.5	1.20	1.13	3.77	0.30	0.013	1.72	1.95	OK	OK	
Cainta River	DR3	2.87								(EXSIST	ING RC	PC)							(EXSIST	ING RC	PC)									
Left Bank		2.87	201.4	152.1	0.73	1.17	1.17	0.89	0.89	1.10	3.3	0.99	0.90	2.75	0.33	0.013	2.10	1.89	1.10	3.3	1.10	0.95	3.46	0.28	0.013	1.87	1.78	ОК	ОК	
	OUTLET 3			Total Di	scharge		1.17		0.89	1.20	2.5	1.08	1.07	3.00	0.36	0.013	1.94	2.08	1.20	2.5	1.20	1.13	3.77	0.30	0.013	1.72	1.95	OK	OK	

表 7.4.234 流下能力算定結果

			Estin	nating Catch	ment D	esign F	lows					Prop	oosed D	imensi	on (U-di	itch or E	Box Cul	vert)					Prop	osed D	imensi	on (U-di	itch or I	Box Cul	vert)			Evalu	ation	
DRAIN DESIGNATION	TION	Catchment Area (A)	R ₂₅	R ₁₅	Runoff Coeff.	Totol	l otal Discharge	Total	Discharge	Dimension	Dimension	Water Depth	Slope	Slope	Flow Area	Wetted Perimeter	Hydraulic Radius	Rougness parameter	Velocity	Discharge	Dimension		Water Depth	Slope	Slope	Flow Area	Wetted Perimeter	Hydraulic Radius	Rougness parameter	Velocity	Discharge	Evaluation	Evaluation	Remarks
		Partial	25-Year	15-Year																												For Q25	For Q15	
		Accumulated Ap	Rainfall Int.	Rainfall Int.	С	Q ₂₅	Sum Q	Q ₁₅	Sum Q	W	н	D	1:N	I	A	S	R	n	V	Q	w	Н	D	1:N	I	A	S	R	n	V	Q			
		ha	mm/hr	mm/hr		m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m	m	m		‰	m²	m	m		m/s	m³/s	m	m	m		%0	m²	m	m		m/s	m³/s			
Cainta River D	DR2	1.52								(EXIST	ING BO	X CULV	ERT)								(EXISTI	ING BO	X CULV	ERT)										
Right Bank 2		1.52	275.4	199.6	0.69	0.81	0.81	0.59	0.59	1.00	1.20	1.20	0.00	2.6	1.20	3.40	0.35	0.015	1.70	2.04	1.00	1.20	0.96	0.00	2.6	0.96	2.92	0.33	0.015	1.62	1.55	ОК	ОК	Box Culvert

出典:調査団

出典:調査団





出典:調査団

図 7.4.187 排水工断面図(Cainta川 OUTLET 1)

図 7.4.188 排水工正面図(Cainta川 OUTLET 1)

7.4.3 ゲート設備設計

7.4.3.1 設計条件の整理

(1) 本設ゲート

形			式	:	二相	ステ	ン	レス製	ц -	- ラ	ゲ	-	ŀ			
純	径間×	有效	あ 高	:	W	16.00	0	m ×	<	н 7	7.310	m				
門			数	:		2					門					
水	密	方	式	:	後	面	3	方	ゴ	Д	水	; î	苔			
設	計	水	深	:	(前	面)		6.1	03 1	m	(EL	+	14. 853)	
					(後	面)		1.3	50 i	n	(EL	+	\rightarrow DFL 10.100 \rightarrow LWL) ※観測	最低水位
操	作水深	(開甲	寺)	:	(前	面)		4.1	90 1	m	(EL	+	12.940 →支川J) 是防高	-1.0m
					(後	面)		5.1	90 1	m	(EL	+	13.940 →支川:) 堤防喜	
操	作水深	(閉 ₱	寺)	:	(前	面)		7.1	90 1	m	(EL	+	15.940 →本川) 步下高 堤防高	, Î
					(後	面)		5.1	90 1	m	(EL	+	13.940 →支川) 堤防高	ĵ
敷			高	:	EL	+		8.750						2.0		
開	閉	方	式	:	ワイキ	ァドラ	ムウ	インチ式	(1M1	D)						
揚			程	:				9.650	m							
主	要	材	質	:	屝	体	:	SUS821	L1	戸	当	り :	SUS	304N2系	等	(露出部)
														SM490	等	(埋設部)
水			質	:	外 7	水 側	:	淡水		内	水	側:	淡水			
余	裕		厚	:	外 7	水 側	:	片面		0.0	mr	1	(淡水)			
				:	内 7	水 側	:	片面		0.0	mr	1	(淡水)			
準	拠	基	準	:	水門・ ダム・ (基準	・樋門 ・ 堰施 ・	ゲー 没技 編・	ト設計要 術基準(設備計画	領(絫 案) マニ <i>=</i>	を) … ュアル	平成2 編)・	6年1〕 …平成	月第4刷多 28年10月	≧行 月第1版発	行	



図 7.4.189 荷重モデル図(設計荷重)



出典:調査団

図 7.4.190 荷重モデル図(操作荷重:開時)



図 7.4.191 荷重モデル図(操作荷重:閉時)



(株)建設技研インターナショナル (独)水資源機構 日本工営(株) (株)建設技術研究所



図 7.4.193 荷重モデル図

(3) 開閉装置

開閉装置には非常時用として自重降下機能を付加する。閉操作の高速化を目的としたものでは ないため、自重降下速度は「ダム・堰施設技術基準(案)」に記載の目安値のうち最小値である 1.0m/min として計画する。



出典:ダム・堰施設技術基準(案)H28.10月 p.43

形 式	1 電動機・1 ドラム・ワイヤロープ巻取式
設置数	2門(1台 / 1門)
開閉荷重	開閉荷重 W = 680 k N
	扉体荷重 W' = 635 k N
開閉速度	Vm = 0.300 m/min 自重降下速度 V=1.000m/min
揚 程	常時揚程9.650m休止時揚程9.950m休止上限時揚程10.050m非常上限揚程10.150m
操作方式	機側操作
動力電源	220 V 60 Hz
ワイヤロープ掛数	6 条 (片側)
減速機	差動歯車減速機 1/500

7.4.3.2 設計計算

本項では、各施設の計算結果のみを示すものとし、詳細な設計計算は別冊の構造計算書にてとりまとめるものとする。

1-1.扉体					
			計算結果	許容値	判定
	最大曲げ応力度		21.9 N/mm^2	$158 \mathrm{~N/mm}^2$	OK
上部桁	最大剪断応力度		1.75 N/mm^2	104 N/mm^2	OK
	たわみ度		1/1893	1/800	OK
N. 1/-	最大曲げ応力度		94.5 N/mm^2	$180 \mathrm{~N/mm}^2$	OK
王 桁 (63 64)	最大剪断応力度		31.6 N/mm^2	104 N/mm^2	OK
(00, 04)	たわみ度		1/815	1/800	OK
K	最大曲げ応力度		94.7 N/mm^2	$159 \mathrm{~N/mm}^2$	OK
土 竹丁 (G2 G5)	最大剪断応力度		18.5 N/mm^2	104 N/mm^2	OK
(02, 00)	たわみ度		1/815	1/800	OK
		区画:①	26.2 N/mm^2	180 N/mm^2	OK
オキンプレート	曲げ広力産	区画:②	69.8 N/mm ²	180 N/mm^2	OK
7407 V I.	四()/心/)/反	区画:③	104 N/mm^2	180 N/mm^2	OK
		区画:④	81.2 N/mm^2	180 N/mm^2	OK
		区画:①	1.72 N/mm^2	54.8 N/mm ²	OK
	曲げ広力度	区画:②	2.15 N/mm ²	54.8 N/mm ²	OK
	山的地外的文	区画:③	2.44 N/mm ²	54.8 N/mm ²	OK
統統		区画:④	1.30 N/mm^2	54.8 N/mm^2	OK
/h//C/113		区画:①	0.64 N/mm^2	104 N/mm^2	OK
	前新広力度	区画:②	0.95 N/mm ²	104 N/mm^2	OK
	5101/0/1/2	区画:③	1.31 N/mm ²	104 N/mm^2	OK
		区画:④	0.96 N/mm^2	104 N/mm^2	OK
TH %大十/	最大曲げ広力度	圧縮側	101 N/mm^2	156 N/mm^2	OK
(1-5軸が貫通)		引張側	101 N/mm^2	200 N/mm^2	OK
ない部分)	最大剪断応力度		45.1 N/mm ²	115 N/mm^2	OK
	合成応力度	ŧ	128 N/mm^2	$172 \mathrm{~N/mm}^2$	OK
	最大曲げ広力度	圧縮側	89.1 N/mm ²	$156 \mathrm{~N/mm}^2$	OK
端縦桁		引張側	89.1 N/mm ²	200 N/mm^2	OK
(ローフ軸取付部)	最大剪断応力度		80. 2 N/mm ²	115 N/mm^2	OK
	合成応力度		165 N/mm^2	$172 \mathrm{~N/mm}^2$	OK
主ローラ	接触応力度		963 N/mm^2	$1030 \mathrm{~N/mm^2}$	OK
主ローラ軸	最大曲げ応力度		155 N/mm ²	170 N/mm^2	OK
<u> エビ ノ 和</u> (A点)	最大剪断応力度		25.4 N/mm ²	100 N/mm^2	OK
	合成応力度		161 N/mm^2	187 N/mm^2	OK
主ローラ軸	最大曲げ応力度		112 N/mm^2	170 N/mm^2	OK
<u>エレ ノ 軸</u> (B点)	最大剪断応力度		22.9 N/mm ²	100 N/mm^2	OK
	合成応力度		119 N/mm^2	$187 \mathrm{~N/mm}^2$	OK
軸受	面圧		16.3 N/mm^2	23.0 N/mm^2	OK

表	7.4.	235	ゲー	トの計算結果

ス / F. 200 / ヨ / 0/ 町 井加木

1-2.戸当り

			計算結果	許容値	判定
	コンクリート支圧応力度		1.58 N/mm^2	5.90 N/mm^2	OK
	コンクリート剪断応力度		0.24 N/mm^2	0.40 $\mathrm{N/mm}^2$	OK
	ローラレール曲げ応力度		95.3 $\mathrm{N/mm}^2$	$160 \ \mathrm{N/mm}^2$	OK
	ローラ踏面板厚		24.3 mm	30.0 mm	OK
	ローラレール腹板の局部応	动度	$195 \mathrm{~N/mm}^2$	$240~{ m N/mm}^2$	OK
ローラレール	ローラレール底面フランジの曲げ応	力度	60.5 N/mm ²	$160 \mathrm{~N/mm}^2$	OK
	底面フランジの合成応力度	Ę	136 N/mm^2	$176 \ \mathrm{N/mm}^2$	OK
	咪拉ロニラにトスル	K ₁	1.51 N/mm^2	5.90 N/mm^2	OK
	桝1女ローノによる	K ₂	1.58 N/mm^2	5.90 N/mm^2	OK
	隣接ローラによる曲げ応力度	£	4.47 N/mm^2	$160 \mathrm{~N/mm}^2$	OK
	隣接ローラによる圧縮応力度	£	1.43 N/mm^2	5.90 N/mm^2	OK

出典:調査団



図 7.4.194 断面形状(本設ゲート)

1-1.扉体					
			計算結果	許容値	判定
	最大曲げ応力度		113.0 N/mm ²	165 N/mm^2	OK
王 桁	最大剪断応力度		15.80 N/mm ²	105 N/mm^2	OK
(01)	たわみ度		1/649	1/600	OK
) //=	最大曲げ応力度		121.0 N/mm ²	$179 \mathrm{~N/mm^2}$	OK
王 桁	最大剪断応力度		32.4 N/mm ²	$105 \ \mathrm{N/mm^2}$	OK
(02)	たわみ度		1/607	1/600	OK
N. 1/-	最大曲げ応力度		114.0 N/mm ²	176 N/mm^2	OK
王 桁 (63)	最大剪断応力度		21.6 N/mm ²	$105 \ \mathrm{N/mm}^2$	OK
(00)	たわみ度		1/640	1/600	OK
7+1/7° 1/-1	曲ばた土産	区画:①	114.0 N/mm^2	$180 \mathrm{~N/mm}^2$	OK
X777 V-r	曲り応力度	区画:②	103.0 N/mm ²	180 N/mm^2	OK
	曲ばた土産	区画:①	20.4 N/mm^2	$115 \mathrm{~N/mm}^2$	OK
縦桁	曲り応力度	区画:②	10.9 N/mm ²	134 N/mm^2	OK
	前框内中电	区画:①	3.9 N/mm^2	105 N/mm^2	OK
	另凹心刀及	区画:②	2.7 N/mm^2	105 N/mm^2	OK
支圧板	支圧応力度		9.2 N/mm^2	225 N/mm^2	OK

表 7.4.237 予備ゲートの計算結果

1-2.戸当り

		計算結果	許容値	判定
	コンクリート支圧応力度	2.20 N/mm^2	5.90 N/mm^2	OK
	コンクリート剪断応力度	0.26 N/mm^2	0.40 N/mm^2	OK
支柱	支柱曲げ応力度	77.5 N/mm^2	154 N/mm^2	OK
	支柱剪断応力度	66.9 N/mm^2	$105 \ \mathrm{N/mm^2}$	OK
	支柱たわみ度	1/1550	1/600	OK
	斜材軸方向引張応力度	100.7 N/mm^2	$180 \mathrm{~N/mm}^2$	OK
	固定部アンカー剪断応力度	50.7 N/mm^2	90 N/mm^2	OK
	固定部アンカー引張応力度	119.4 N/mm ²	$150 \ \mathrm{N/mm}^2$	OK

出典:調査団



出典:調査団

図 7.4.195 断面形状 (予備ゲート)

			計算結果	許容値	判定
電動機	電動機出力		6.05 kw	7.50 kw	OK
油圧押上式ブレーキ	安全率 (電動	操作時)	2.20	1.50	OK
ロイヤロープ	安全率 (開閉	荷重から)	8.74	8.00	OK
94 10-9	電動機出力(最大	トルク)からの張力	250165 N	342225 N	OK
ワイヤドラム	ドラム径(ロー	プ径に対する倍率)	35.8	19.0	OK
ワイヤシーブ	シーブ径(ロー	プ径に対する倍率)	19.7	17.0	OK
ワイヤドラム	ドラム板厚		27.60 mm	33.25 mm	OK
コープ田へ佐	締付ボルトの詞	午容締付力	45865 N	61560 N	OK
口一力打步初	ロープ押金物の	の曲げ応力	75.8 N/mm^2	98.0 N/mm^2	OK
油圧押上式ブレーキ	トルク (自重	降下装置)	307 N•m	392 N•m	OK
	字故 し し ク 味 字 合 変	ピニオン	11.4	5.00	OK
	正格トルク時 女主率	ドラムギヤ	13.6	5.00	OK
恭古	最大トルク時 安全率	ピニオン	3.50	1.00	OK
出 単		ドラムギヤ	4.15	1.00	OK
	面圧強度 安全率 ピニオン/ドラムギヤ		1.07	1.00	OK
フリートアンガル		全閉時	1.81 °	4.00 °	ОК
フリートアングル	最大	て揚程時	0. 98 °	4.00 °	OK

表 7.4.238 開閉装置の計算結果



図 7.4.196 概略配置

7.4.3.3 操作室内配置

(1) 操作室内構成機器

操作室内には開閉装置関連機器が配置されることとなる。Cainta 水門は 1M1D 形式であり、端部 操作室に開閉装置本体が配置される。端部操作室と中央操作室に配置される機器構成を表 7.4.239 に示す。

端部操作室	中央操作室
ゲート開閉装置	ゲート開閉装置
 ワイヤドラム ワイヤシーブ ワイヤ端末装置 電動機 電動手動切替装置 遠心ブレーキ ミューリフタブレーキ 歯車減速機 ドラムギヤ、ピニオンギヤ 休止装置 制限開閉器 開度計 非常上限検出装置 機側操作盤 	 ワイヤシーブ ワイヤ端末装置 休止装置 制限開閉器

表 7.4.239 操作室内構成機器

(2) 操作室内配置

操作室内の配置は、「ダム・堰施設技術基準(案)」に基づき点検・整備作業を考慮し必要なスペースを確保するものとする。各操作台の機器配置図を図 7.4.198~図 7.4.199 に示す。



出典:ダム・堰施設技術基準(案)H23.7月 p.587,588

図 7.4.197 操作室のスペース



図 7.4.198 端部操作室配置図



図 7.4.199 中央操作室配置図

7.4.3.4 ゲート設備の仕様

基本設計および以上の検討に基づき整理したゲート設備の主要な仕様を以下に示す。

(1) 水門設備(扉体、戸当り)

ゲート形式	プレートガーダー構造二相ステンレス製ローラーゲート			
純径間×有効高	純径間 16.00m × 有効高 7.31m			
門 数		2 門		
乳 乳 水 沉	(本川側)	EL +14.853 (計画高水位)		
议 訂 小 休	(支川側)	EL +10.100 (支川平水位)		
操作水深	(本川側)	EL +12.940 (支川堤防高-1m)		
(開時)	(支川側)	EL +13.940 (支川堤防高)		
操作水深	(本川側)	EL +15.940 (本川堤防高)		
(閉時)	(支川側)	EL +13.940 (支川堤防高)		
敷 高	(計画)	EL +8.750		
水密構造	後面3方ゴム水密			
操作方法	機側操作及び遠方操作			
ダム・堰施設技術基準(案) 準 拠 基 準 水門・樋門設計要領(案) ゲート用開閉装置(機械式)設計要領(案)				

(2) 水門設備(開閉装置)

開閉装置形式			氵式	1 M 1 D ワイヤロープウインチ式			
定	格月	闱 能	力	680 KN、			
設	리프	髶	数 2 台				
<i>(</i> +	τn	+%!%	슈너	自重降下機能	有り		
Į, J	711	饭	旧上	休止フック	有り		
遇	씅	坦	钽	常 時 H1	9.650m		
迅	迎 吊 饧 忹		1王.	休止時 H2	9.950m		
目目	月月	間 津 南		電動機使用時	0.30 m/min 程度		
刑	[7]	坯	皮	自重降下時	1.00 m/min 程度		
ワイヤーロープ			プ		JIS 6×37 G種メッキ		
電 源 AC 200V-50Hz			AC 200V – 50Hz				
				Ś	ダム・堰施設技術基準(案)		
準	拠	基	準		水門・樋門設計要領(案)		
ゲート用開閉装置(機械式)設計要領(案)					開閉装置(機械式)設計要領(案)		

(3) 電気設備(機側操作盤)

操作盤形式	鋼板製屋内閉鎖自立型
設 置 数	2 面
概略外形寸法	幅:1.500m × 高さ:2.000m × 奥行き:0.500m
準 拠 基 準	ダム・堰施設技術基準(案) 水門・樋門設計要領(案)

形			式	プレートガーダー構造鋼製スライド(支柱式角落し)			
純径	間(扉体	幅)	純径間 16.00m(4.0m×4 葉)			
有効	有効高(扉体高)		有効高 5.70m(1.9m×3 葉)				
門			数	12 葉(1 門分)			
⇒九	₹L		沉	(本川側)	EL +14.853	(計画高水位)	
ΠX.	μI	<u>//</u>	休	(支川側)	EL +10.100	(支川平水位)	
敷			高	(計画)	EL -	+8.750	
水	密	構	造		後面3方ゴム水密		
開	閉	方	法	クレーンによる吊込方式			
準	拠	基	準	ダム・堰施設技術基準(案) 水門・樋門設計要領(案)			

(4) 予備ゲート設備

7.4.4 建築施設設計

7.6 建築設計に3施設の建築施設、建築機械設備、建築電気設備等の詳細設計について整理する。

7.4.5 情報設備設計

7.4.5.1 計装設備、警報監視設備、遠隔監視視制御設備設計

(1) 設計条件の整理

情報設備設計にあたり、第1章においてとりまとめた基本設計から設計条件を以下にまとめる。

対象施設	設備区分	設置機器	設計条件・留意事項	設置数量
Cainta 水門	計装設備	水位計	的確なゲート操作を行うためゲート上流側	水位計2基
			及び下流側において水位を計測する	観測装置1基
			水位は、レベル計測とする	
	警報設備	サイレン	ゲート操作時の安全周知のために設置する	サイレン1基
		スピーカー		スピーカー2 基
		集音マイク		集音マイク2基
		回転灯		回転灯2基
				制御装置1基
	監視設備	CCTV カメラ	ゲート上・下流及びゲート開閉状況確認の	カメラ装置4基
			ためカメラ装置を設置する	
			夜間監視にも対応できるよう被写体最低照	
			度の低い製品を採用し、照明設備(投光器)	
			は設置しない	
	管理設備	監視制御設備	上下流水位及び CCTV カメラ映像と合わせ	伝送装置
			監視・制御を行う	ネットワーク機器
			発電機棟での監視制御の他, 監視・制御に必	
			要となる情報を EFCOS に伝送する	

表 7.4.240 設計条件一覧
(2) 計装設備(水位観測設備)設計

1) 水位計配置検討

Cainta 水門に設置する計装設備(水位観測設備)は、洪水時において的確なゲート操作を実施 するために設置するものである。ゲート操作状況に応じた水位を計測するため、ゲート上流(内 水)及び下流(外水)への設置を基本に考える。Cainta 水門における水位計設置候補位置として は、図 7.4.200 に示すとおり設定した。



出典:調査団

図 7.4.200 水位計設置候補位置

図 7.4.200 に示した各候補地点について,下記について比較検討を実施した。比較検討の結果, 上下流共に護岸部への設置を考えるものとする。

【比較検討項目】

- 1. 設置位置概要
- 2. 適用可能な水位計測方式
- 3. 観測水位の施設操作への適用
- 4. 施工性
- 5. メンテナンス性

設置位置	●護岸部	2 河道部	❸橋梁部
設置位置概要	Cainta水門上流護岸部に水位	河道中心部(流心)に近い位	橋梁に水位計を設置しゲー
	計を設置し水位を計測する	置に水位計を設置し水位を	ト上流部の水位を計測する
		計測する	
	フロート式	リードスイッチ式	超音波式・電波式
適用可能な水位計	リードスイッチ式	水圧式(水晶水圧式)	
測方式	水圧式(水晶水圧式)		
	超音波式・電波式		
	\bigtriangleup	O	\bigtriangleup
観測水位の施設撮	ゲート開度が異なる場合,正	河道中心部(流心)に近い位	ゲート開度が異なる場合,正
観測小位の地設保	確な水位を計測することが	置で観測するため, ゲート操	確な水位を計測することが
TF. VJ.画用	できないため, 施設操作への	作による影響を受けにくい。	できないため, 施設操作への
	適正に劣る。		適正に劣る。
	O	\bigtriangleup	0
	護岸部への据付となるため	河道内に設置するため台船	ゲート工事にあわせて設置
	施工性は良好。ただし水位計	による船上施工となり,施工	が可能。施工は比較的容易で
施工性	測方式によっては観測井の	性に劣る。水位計とゴミよけ	ある。
	設置(フロート式)や測定柱	のための H 鋼を複数設置す	橋梁に添架するため, 占用許
	の設置(リードスイッチ式)	る必要がある。	可が必要となる。
	等が必要となる。		
	0	\bigtriangleup	0
	陸上からのメンテナンスが	洪水時の流木やゴミ等が付	橋梁上からのメンテナンス
メンテナンス性	可能であり,メンテナンス性	着した場合,逐次対応する必	が可能。しかし高所作業車が
	は良好である。	要がある。	必要であり, 車両通行への影
			響を考慮する必要がある。
並在	施工性・メンテナンス性で良		
〒十11四	好であり、本案を採用する		

表 7.4.241 水位計設置候補地の検討(Cainta水門上流:内水)

出典:調査団

表 7.4.242 水位計設置候補地の検討(Cainta水門下流:外水)

設置位置	●護岸部	❷河道部	❸門柱部
設置位置概要	Cainta水門下流護岸部に水位	河道中心部(流心)に近い位	Cainta水門中央門柱部に水位
	計を設置し水位を計測する	置に水位計を設置し水位を	計を設置しゲート下流部の
		計測する	水位を計測する
	フロート式	リードスイッチ式	超音波式・電波式
適用可能な水位計	リードスイッチ式	水圧式(水晶水圧式)	
測方式	水圧式(水晶水圧式)		
	超音波式・電波式		
	\bigtriangleup	\odot	\bigtriangleup
細測水位の施設協	ゲート開度が異なる場合,正	河道中心部(流心)に近い位	ゲートの開度が異なる場合,
観測不位の旭辺探	確な水位を計測することが	置で観測するため, ゲート操	正確な水位を計測すること
TF. VJ.画用	できないため, 施設操作への	作による影響を受けにくい。	ができないため, 施設操作へ
	適正に劣る。		の適正に劣る。
	O	\bigtriangleup	0
	護岸部への据付となるため	河道内に設置するため台船	ゲート工事にあわせて設置
	施工性は良好。ただし水位計	による船上施工となり,施工	が可能。上屋外壁部に設置す
施工性	測方式によっては観測井の	性に劣る。水位計とゴミよけ	るため, 施工は比較的容易で
	設置(フロート式)や測定柱	のための H 鋼を複数設置す	ある。
	の設置(リードスイッチ式)	る必要がある。	
	等が必要となる。		
	\odot	\bigtriangleup	0
メンテナンス性	陸上からのメンテナンスが	洪水時の流木やゴミ等が付	上屋からのメンテナンスが
	可能であり, メンテナンス性	着した場合,逐次対応する必	可能であり, メンテナンス性
	は良好である。	要がある。	は良好である。
亚価	施工性・メンテナンス性で良		
р т ПЩ	好であり、本案を採用する		

出典:調査団

2) 水位観測方式の選定

水位観測方式は、MCGS と同様、光給電型水晶水圧式を採用するものとする。

3) 計装設備構成

計装設備構成は、MCGS と同様である。

4) 機器仕様

機器仕様は, MCGS と同様である。

(3) 警報設備設計

1) サイレン

(a) サイレン装置構造の選定

サイレン装置構造は, MCGS と同様, インバータサイレンを採用する。

(b) インバータサイレン出力の決定

Cainta 水門に設置するサイレンは、ゲート操作を行う場合において、警報を周知することを 目的に設置するものである。Cainta 水門は、径間長も短く、サイレンによる周知範囲も MCGS よりも狭い範囲でよい。これより Cainta 水門に設置するインバータサイレン出力は、最小の 0.75kW を設定する。

表 7.4.243 サイレンと音達距離(標準値)

サイレン出力	音達距離 (半径)
0.75kW	約 500m
2.2 kW	約 800m
3.7 kW	約1,100m
5.5 kW	約1,400m

出典:調査団

2) スピーカー・集音マイク

(a) スピーカー

Cainta 水門に設置するスピーカーは、ゲート操作を行う場合において、周囲に警報を周知することを目的に設置するものであることを踏まえ、Cainta 川の両岸に警報音が到達するよう、 到達距離を約 50m としてスピーカー出力を決定する。

図 7.4.201 から,到達距離 50m に相当する減衰量を読み取ると-35dB であることから,目標 到達レベル 78dB に減衰量 35dB を加えた,113dB (=78dB+35dB) が必要とされる出力音圧レベ ルとなる。

この出力音圧レベルからスピーカー出力を選定すると25W相当となる。



出典:電気通信施設設計要領(案)・同解説(通信編)

図 7.4.201 音の距離による減衰量

表 7.4.244 スピーカーの出力音圧レベル(1m値)

スピーカー入力	出力音圧レベル
1W	110 dB
25W	124 dB
50W	127 dB
100W	130 dB

出典 : 調査団

(b) 音声增幅器

音声増幅器は、音声による放送又は疑似音の放送に用いるもので、警報装置に実装される。音声増幅器の定格出力は 100W が標準であり、出力を増加させる場合は、100W 単位で音声増幅器 を追加する。

(c) 集音マイク

集音マイクはスピーカー1台に対して1台設置する。

(d) 警報灯

Cainta 水門に設置する警報灯は、ゲート操作において、サイレンとスピーカーによる音声に よる警報に加え、視覚情報を付加する意味合いから警報灯を設置する。警報灯の光源は、長寿 命・省電力型の LED 方式とし、点滅方式としては、反射鏡回転式またはランプ点滅方式による ものとする。

(e) 操作設備

操作設備は, MCGS と同様, ディスプレイ卓方式を選定する。

警報設備構成の検討

警報設備構成は、MCGS と同様である。

Cainta 水門に設置する警報設備は、以下の考え方により配置する。

警報設備	配置位置	数量	配置基準
サイレン	操作室屋上	1	サイレンの音達範囲は約 500m であり Cainta 水門操作室
			に配置することにより半 500m の範囲に警報音を周知す
			ることができる。
スピーカー	巡回提步会	2 (左右岸)	スピーカー・集音マイク, 警報灯は, Cainta 川両岸に吹鳴・
集音マイク	(機則)架作至 七 巴 · 七 巴	2 (左右岸)	点灯できるよう、左岸機側操作室と右岸機側操作室に配
擎報灯	工圧・石圧	2. (左右岸)	置する。



出典:調査団



出典:調査団

図 7.4.202 警報設備配置位置

5) 機器仕様

機器仕様は, MCGS と同様である。ただしインバータサイレン出力は 0.75kW, スピーカ出力は 25kW とする。

(4) 監視設備(CCTV カメラ)設計

1) 監視対象

Cainta 水門に設置するカメラ装置は,現場状況の遠隔による監視により洪水時における迅速かつ的確な状況把握・施設操作のために設置するものである。

本設計においては、ゲート状態の監視(施設監視)に加え、洪水時における河川状況の把握(空間監視)を行うものとし、以下のとおり監視対象を設定する。

表 7.4.246 監視対象

監視対象	監視区分	監視にあたったの考え方
ゲート設備	施設監視	ゲート方向に画角を固定し、開閉状況を遠隔により監視する。
河川の状況	空間監視	河川上流(内水)・下流(外水)の画角に対して,広域に状況を把握する。 また旋回・ズームにより監視方向を任意に変更できるようにする。

2) 監視方式

本設計においては、メーカ保証や交換部品調達の確実性や、カメラにかかる技術動向や市場動向 等を勘案し、HD カメラを適用する。

監視方式の選定

MCGS と同様, HD 簡易型 IP カメラ装置を採用する。

4) 監視設備配置検討

Cainta 水門に設置する監視設備は、以下の考え方により配置する。なお今回選定した CCTV カメラは、旋回型であり、カメラを旋回することにより監視対象を切り替える(ゲート⇔空間)ことが可能である。

表 7.4.247 警監視設備の配置(Cainta 水門)

監視対象	監視区分	数量	配置基準
ゲート	施設監視	2	左岸機側操作室及び右岸機側操作室に設置する
Cainta 水門上流(内水)	空間監視	1	左岸機側操作室に設置する
Cainta 水門下流(外水)	空間監視	1	放水路合流部,右岸護岸上に設置する

出典:調査団



出典:調査団

図 7.4.203 カメラ設備配置位置

5) 監視設備構成

監視設備構成は、MCGS と同様である。

6) 機器仕様

機器仕様は、MCGS と同様である。

(5) 遠隔監視制御設備

遠隔監視制御設備に関しては 7.3.6.10 遠隔監視制御設備に整理する。

7.4.5.2 電気設備(非常用発電設備)

(1) 設計条件の確認

1) 発電機の運転時間

Cainta 水門の1回の開(閉)時間は、開閉距離 5.19m および開閉速度 0.3m/min より 17.3 分⇒ 切り上げて約 20 分と計算できる。

20 分×(開1回+閉1回)×3 日間=合計120 分

上記の計算より、ゲート開閉動力用については合計 2 時間分の燃料タンク容量を確保する。 なお、制御設備用の発電機は 72 時間分の燃料を確保する。

2) 負荷一覧表の作成

Cainta 水門における機器の負荷容量を表 7.4.248 に示す。機器はゲート開閉用の発電機と制 御設備用発電機で分類した。

区分	負荷名称	三相負荷	単相負荷	単位	台数	計
ート開閉	開閉機電動機	7.50		kW	2	15.00
動力用	機側操作盤制御電源		1.50	kVA	2	3.00
间御設備用	Local Control House1 制御設備用分電盤					5.29
	スピーカー		0.02	kVA	1	0.02
	集音マイク		0.01	kVA	1	0.01
	警報灯		0.03	k\/A	1	0.03
	CCTV		0.15	k\/A	2	0.30
	4.1%n #G		0.13		1	0.30
	前御金 、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、		2.11	KVA	1	2.11
			0.11	KVA	1	0.11
	MC		0.01	KVA	5	0.05
	予備		2.00	kVA	1	2.00
	Local Control House3 制御設備用分電盤					5.31
	水位計		0.01	kVA	2	0.02
	スピーカー		0.02	kVA	1	0.02
	集音マイク		0.01	kVA	1	0.01
	警報灯		0.03	kVA	1	0.03
	CCTV		0.15	kVA	2	0.30
	制御盤		2.77	kVA	1	2.77
	TC子装置		0.11	kVA	1	0.11
	MC		0.01	k\/A	5	0.05
	- 予備		2.00	k\/A	1	2.00
	」。 Connector Lauss 制御恐供田八電船		2.00	NVA	1	0.25
	Generator House 前仰說哺用力電盔		0.01	1.1.4		9.50
	光受信機		0.01	KVA	2	0.02
	MC		0.01	kVA	21	0.21
	TC親装置(PLC含む)		0.22	kVA	1	0.22
	操作SW盤		0.25	kVA	1	0.25
	L3SW		0.05	kVA	1	0.05
	サイレン		1.60	kVA	1	1.60
	発電機盤補機電源(150kVA)		2.50	kVA	1	2.50
	発電機盤補機電源(50kVA)		2.50	kVA	1	2.50
	予備		2.00	kVA	1	2.00
	Generator House 建築用分電盤(DB1)					7.61
	LIGHTINGS		1.30	kVA	1	1.30
	LIGHTINGS		0.95	kVA	1	0.95
	LIGHTINGS		1.41	kVA	1	1.41
	C.O.,4 UNITS		0.68	kVA	1	0.68
	C.O.,4 UNITS		0.68	kVA	1	0.68
	FACP		0.95	kVA	1	0.95
	ACCP&FCU, 1.5HP		1.14	kVA	1	1.14
	SPARE		0.50	kVA	1	0.50
	Local Control House1 建梁用分龟盔(DB2)		1.29	L\/A	1	1.90
			0.18	kVA kVA	1	0.18
	SPARF		0.10	kV/A	1	0.10
	Local Control House2 建築用分電盤(DB3)		0.00		1	1.96
	LIGHTINGS		1.28	kVA	1	1.28
	CONVENIENCE OUTLET, 1 UNIT		0.18	kVA	1	0.18
	SPARE		0.50	kVA	1	0.50
	Local Control House3 建築用分電盤(DB4)					1.96
	LIGHTINGS		1.28	kVA	1	1.28
	CONVENIENCE OUTLET, 1 UNIT		0.18	kVA	1	0.18
	SPARE		0.50	kVA	1	0.50
						33.44

表 7.4.248 負荷一覧表

(2) 発動発電設備の設計

1) 発電機出力の算定

発電設備の出力は、負荷の出力、種類及び始動方式、消防関連負荷の有無及び原動機の種類 等を考慮し、算定する。

本業務では、電気通信施設設計要領・同解説(電気編)に基づき、「自家発電設備の出力算定ソフトウェア」により出力算定を行った。

電気通信施設設計要領・同解説(電気編)に示される計算方法と計算結果を Vol.5A Structural Calculation for Contract Package-1 に示す。計算結果は以下の通りとなった。

ゲート開閉用	制御設備用
発電機容量 125.0kVA	発電機容量 46.4kVA
原動機出力 115.8kW	原動機出力 45.2kW

表 7.4.249 発電機計算結果

出典:調査団

原動機の選定

「自家発電設備の出力算定ソフトウェア」による算定結果より、電気通信施設設計要領・同 解説(電気編)に示される発電機規約効率表から直近上位を選定した。発電機規約効率表を表 7.4.251に示す。

表 7.4.250 直近上位の発電機容量および原動機出力

ゲート開閉用	制御設備用
発電機容量 150kVA	発電機容量 50.0kVA
原動機出力 138kW	原動機出力 48.6kW

出典:調査団

表 7.4.251 発電機規約効率表

発電機出力		規約効率 原動機		Į	発電機出力	規約効率	原動機	
(kVA)	(k₩) (力率0.8)	ηG(%)	出力(kW)	(kVA)	(kW) (力率0.8)	ηG(%)	出力(kW)	
5	4	74 💥	5.5 💥	200	160	87.9	182 💥	
10	8	75 💥	10.7 💥	250	200	88.9	225 💥	
15	12	76 💥	15.8 💥	300	240	89.5	269 💥	
20	16	77.0	20.8 💥	375	300	90.3	333 💥	
37.5	30	80.7	37.2 💥	500	400	91.0	440 💥	
50	40	82.3	48.6 💥	625	500	91.7	546 💥	
62.5	50	83.4	60.0 💥	750	600	92.1	652 💥	
75	60	84.3	71.2 💥	875	700	92.3	759 💥	
100	80	85.5	93.6 💥	1000	800	92.6	864 💥	
125	100	86.4	116 💥	1250	1000	93.0	1076 💥	
150	120	87.0	138 💥	1500	1200	93.3	1287 💥	

備考 ※付の値についてはJEM-1354のものではない。

出典:電気通信施設設計要領・同解説(電気編)

(a) 発電機の選定

発電機の基本条件は、電気通信施設設計要領・同解説(電気編)より下表のとおりとする。

表 7.4.252 発電機の基本条件

設計要領	本設計に適用
発電機は横型同期発電機とする	横型同期発電機とする
励磁方式はブラシレス方式又は静止励磁方式とする	ブラシレス方式又は静止励磁方式とする
保護形式は、ディーゼル機関では JIS C4034 の保護形	ディーゼル機関とし、保護形(IP20)又は保護防滴形
(IP20)又は保護防滴形(IP22S)とする	(IP22S)とする
ガスタービンについては保護形(IP20)とする	
絶縁の耐熱クラスは、低圧はE種以上、高圧はB種以	低圧発電機のため、E 種以上とする
上とする	
極数は4極を標準とし、小容量機(100kVA以下)は2	標準の4極とする
極でもよい	
発電機定格電圧は、標準として以下とする。150kVA以	発電機定格電圧は、標準を採用する。
下 200V/220V	
(200kVA まで製作可能)	
150~400kVA 400V/440V	
(50kVA~500kVA まで製作可能)	
250kVA以上 3300V/6600V	

出典:調査団

(b) 原動機の選定

原動機の基本条件は、電気通信施設設計要領・同解説(電気編)より下表のとおりとする。 なお、設計要領に記載されているとおり、ディーゼル機関とガスタービンの比較を表 7.4.254 に 示し、ガスタービンが特に有利な場合を除き、ガスタービン方式は採用しないものとした。

表 7.4.253 原動機の基本条件

設計要領	本設計に適用
燃料消費率の良いディーゼル機関を原則とする。ただ	標準であるディーゼル機関とする。
し、条件によりガスタービンが特に有利な場合はガスタ	
ービンの選定を検討する。	
始動方式は電気又は空気方式とする。	1000kVA以下のため始動方式は電気方式とする。
1000kVA以下:電気方式	
1000kVA 超過:電気又は空気方式	
始動装置	
電気方式は、直流電源装置によりセルモータを駆動させ	セルモータ駆動方式とする。
る方式とする。	
蓄電池は制御弁式据置鉛蓄電池あるいは小型制御弁式	蓄電池は制御弁式据置鉛蓄電池あるいは小型制御弁式
鉛蓄電池とする。	鉛蓄電池とする。
蓄電池の容量は3回以上始動可能な容量とする。	3回以上始動可能な容量とする。
ディーゼル機関の冷却方式は、ラジエータ式を標準とす	標準のラジエータ式とする。
る。	

出典:調査団

表 7.4.254 ディーゼル機関とガスタービンの比較

原動機項目	ディーゼル機関	ガスタービン
作動原理	断続燃焼・爆発する燃焼ガスの熱エネルギーを ー旦ピストンの往復運動に変換し、それをクラ ンク軸で回転運動に変換。 (往復運動→回転運動)	連続燃焼している燃焼ガスの熱エネルギー を直接タービンにて回転運動に変換(回転運 動)
出力	吸込空気温度による出力制限は少ない。	吸込空気温度が高いときは、圧縮機で圧縮さ れる空気量が減るために出力が制限される。

原動機項目	ディーゼル機関	ガスタービン
燃料消費率	230~310g/kWh	520~680g/kWh
使用燃料	軽油、A 重油	灯油、軽油、A重油
空気過剰率	2.0~3.0	3.5~4.0
瞬時周波数変動率	±10%以下	一軸式の場合 ±5%以下 二軸式の場合 ±10%以下
周波数ドループ	5%以下	5%以下
瞬時負荷投入率	無過給の場合 : 100%投入可能 過給機の場合 : 70%投入可能 高過給機の場合 : 50%投入可能	ー軸式の場合:100%投入可能 二軸式の場合:70%投入可能
始動時間	5~40秒	20~40秒
軽負荷運転	燃料の完全燃焼が得られにくい。 潤滑油アップ量が増し燃焼室内あるいは排気タ ービン(過給機)にカーボン付着が多い。	
NO x 量等	300~1000ppm (O2濃度 13%)	20~150ppm (O2濃度 16%)
振動	往復運動機関のため振動があるが、防振装置荷 より減少可能。	回転機関のため少ない、防振装置不要。
体積・質量	部品点数が多く、質量が重い。	機構部品が少なく、寸法及び質量共に小さく 軽い。
据付	据付面積が大きい。 基礎が必要。 吸気・排気の処理装置が小さい。	据付面積が小さい。 基礎が小さくてよい。 吸気・排気の処理装置が大きくなる。
冷却水	必要 ラジエータの場合、常時補給の必要なし。	不要(空気冷却式のため)
保守性	日常の点検項目は少ない。(自動車、建機と同程 度) オーバーホールは基本的に現地で可能。(一部例 外あり) 交換部品は比較的安価	日常の点検項目は少ない。 オーバーホールは工場持込が必要。 交換部品の費用がディーゼルと比べ高価
障害発生時の対応	障害の程度によるが、多くの場合は現地で復旧可能。 エンジン本体に大きな破損がなければ1~3日で 復旧できる。	部品交換で済む障害は現地で復旧可能であ るが、ガスタービン本体の障害の場合は工場 持込が必要になる。 復旧には部品交換の場合3日~1週間程度、 工場持込の場合は1~2週間程度の時間が必 要。
負荷制限による運転時 間の延長	燃料消費量が負荷量にほぼ比例するため、負荷 を定格出力の半分にすると燃料消費量はほぼ半 分になるので、運転時間は約2倍になる	無負荷時でも定格出力時の 50~60%の燃料 を消費するため、負荷を定格出力の半分にし ても燃料消費量は 20%程度しか減少しない ので、運転時間延長の効果は小さい。

3) 発電機仕様の検討

(a) 電気系統計画

発電機に接続する負荷、および発電機出力・原動機出力の算定結果より、単線結線図を作成 した。単線結線図を図 7.4.204 に示す。



(b) 冷却方式の決定

電気通信施設設計要領・同解説(電気編)平成29年版P3-32より、ディーゼル機関の冷却 方式は、ラジエータ式を標準とする。以下にラジエータ冷却式の模式図を示す。



出典:調査団

図 7.4.205 ラジエータ冷却式

4) 換気量計算

ラジエータ冷却方式における換気模式図を以下に示す。



出典:調査団

図 7.4.206 ラジエータ冷却方式の換気模式図

ラジエータ式の換気量は、次により求める。



川	<i>+</i> 1	ラジェータファンによる	ガラリ盂種
	 発電機(kVA)	クラエークラインによる 換気量(m3/min)	カフリ面積 (m2)
37	37.5	150	0.8
49	50	175	1.0
60	62.5	186	1.0
71	75	191	1.1
94	100	250	1.4
116	125	311	1.7
138	150	375	2.1
182	200	400	2.2
225	250	500	2.8
268	300	600	3.3
332	375	750	4.2
440	500	1000	5.6
545	625	1250	6.9
652	750	1500	8.3
759	875	1750	9.7
864	1000	2000	11.1

表 7.4.255 ラジエータファンによる換気量

出典:電気通信施設設計要領・同解説(電気編)P3-48

本設計における各値と計算結果を以下に示す。

表 7.4.256 換気量計算結果

ゲート開閉用	制御設備用
• A' = 1.47	• A' = 1.47
• be = 0.32	• be = 0.32
(ディーゼル機関、22~184kWの場合0.30kg/kWh の	(ディーゼル機関、22~184kWの場合0.30kg/kWh の
7%増)	7%増)
• Pe = 138	• $Pe = 49$
• $\varepsilon = 2.0$	• $\varepsilon = 2.0$
• $\rho = 1.165$	• $\rho = 1.165$
・QR = 375 (表 7.4.255 より)	・QR = 175 (表 7.4.255 より)
$Q1 = \frac{A' \times be \times Pe \times \varepsilon}{60 \times \rho} = \frac{1.47 \times 0.32 \times 138 \times 2.0}{60 \times 1.165} = 1.86$	$Q1 = \frac{A' \times be \times Pe \times \varepsilon}{60 \times \rho}$ $= \frac{1.47 \times 0.32 \times 49 \times 2.0}{60 \times 1.165}$ $= 0.66$
Q = 1.86 + 375 = 376.86 (m3/min) = <u>22611 (m3/h)</u>	Q = 0.66 + 175 = 175.66 (m3/min) = <u>10539.6 (m3/h)</u>

出典:調查団

(a) 使用燃料の検討

燃料は軽油を使用する。

(b) 燃料及び潤滑油消費量算定

(i) 燃料消費量の算定

電気通信施設設計要領・同解説(電気編)に示される以下の計算より、1時間あたりの燃料 消費量は以下のとおりである。

燃料:消费导(I/b)—	原動機出力	(kW)×燃料消費率	(g/kWh)
∭////////////////////////////////////		1000×燃料の比重	

出典:電気通信施設設計要領・同解説(電気編)平成 29 年版 P3-39

なお、燃料消費率及び燃料の比重は、電気通信施設設計要領・同解説(電気編)より以下の とおりとした。

	表	7.4.257	燃料消費率	(単位:	g/kWh)
--	---	---------	-------	------	--------

原動機出力	(kW)	22以下	22を超え 184以下	184を超え 331以下	331を超え 552以下	552を超え るもの
	ディーゼル機関	310	300	270	250	230
	ガスタービン		680	660	590	520

備考・上表値は、本章3-2-1基本方針1. 基本条件(8)に記載の標準状態における数値である。 また、標準状態より外れる場合は、3-2-3発電設備の選定1.原動機出力低下の補正による。

・原動機出力(kW) ≧原動機の軸出力(kW) = 発電機出力(kW) / 発電機の規約効率 (発電機出力及び原動機出力は表3-2-2-8発電機規約効率による。)

・液体燃料でA重油を使用する場合の基準真発熱量は、42700(kJ/kg)とする。 ただし、異なる燃料を使用する場合は、その真発熱量で補正できる。

・ディーゼル機関で、ラジエータ冷却の場合は7%増とする。

・ガスタービンは、製造者の形式により個々に異なるので注意すること。

出典:電気通信施設設計要領·同解説(電気編)平成29年版 P3-39

表 7.4.258 燃料の比重

使用燃料	比 重
A 重油	0.85
軽 油	0.83
灯油	0.79

出典:電気通信施設設計要領·同解説(電気編)平成29年版 P3-39

本設計における各値と計算結果を以下に示す。

ゲート開閉用	制御設備用
・原動機出力:138kW	・原動機出力:48.6kW
・燃料消費率:300(ディーゼル機関)	・燃料消費率:300(ディーゼル機関)
・燃料の比重:0.83 (軽油)	・燃料の比重:0.83 (軽油)
燃料消費量 $(L/h)=$ $ ش m m m m m m m m m m m m m m m m m m $	燃料消費量 $(L/h)= $
138×300	48.6×300
$-\frac{1000\times0.83}{1000\times0.83}$	$-\frac{1000\times0.83}{1000\times0.83}$
=49.88	=17.57
ラジエータ冷却方式のため 7%増	ラジエータ冷却方式のため 7%増
$49.88 \times 1.07 = 53.37(L/h)$	$17.57 \times 1.07 = 18.80(L/h)$

(ii) 燃料貯油量

必要となる燃料貯油量は、電気通信施設設計要領・同解説 電気編(H29)より以下の式に て算出する。

出典:電気通信施設設計要領・同解説 電気編 (H29)

なお運転時間は設計条件よりゲート開閉用発電機を2時間運転、制御設備用発電機を72時 間運転として計算した。それぞれの燃料貯油量は以下の通りとなる。

ゲート開閉用	制御設備用
燃料貯油量	燃料貯油量
$= 53.37 \times 2$	= 18.88×72
= 107(L)	= 1353(L)

5) 設置位置の検討

前項までの設計結果より、設置する設備は下記のとおりである。

- ・ ゲート開閉用発電機 150kVA
- ・ 制御設備用発電機 50kVA
- · 燃料油庫

(a) ゲート開閉用発電機

ゲート開閉用発電機は、停電時における確実なゲート操作を可能とするために設置する。ゲート開閉用発電機は、発電機棟平面計画(図 7.4.207 参照)に基づき設置する。

(b) 制御設備用発電機

制御設備用発電機は、停電時における確実な施設制御を可能とするために設置する。制御設備用発電機は、先に設定した停電補償3日間(72時間)を満足するための燃料槽とあわせ整備 する。本発電機は、発電機棟平面計画(図 7.4.207 参照)に基づき設置する。

(c) 燃料油庫

ゲート開閉用発電機の燃料は、発電機に内蔵のサービスタンクにより給油する。

制御設備用発電機の燃料は、サービスタンクで必要用を格納することが困難なため、発電機 棟屋外に燃料油庫を設ける。油庫の配置は、フィリピンにおける設置基準(離隔)に基づき、 発電機棟から 3m の離隔を確保する。

Table 20: STORAGE OF FLAMMAE CLOSED CONTAINERS C	BLE OR COMBUSTIBLE LIQUIDS IN DUTSIDE OF BUILDINGS
QUANTITY IN LITERS	DISTANCE FROM BUILDING OR LINE OF ADJOINING PROPERTY WHICH MAY BE BUILT UPON IN METERS
CLASS I	
1 to 568 (3 drums)	4.5
568 to 1892 (3 to 10 drums)	7.5
1893 to 18925 (10 to 100 drums)	15
CLASS II or III	
1 to 568 (3 drums)	1.5
568 to 1892 (3 to 10 drums)	3
1893 to 18925 (10 to 100 drums)	9

表 7.4.259 可燃性液体種別・容量と建屋との離隔

出典: FIRE CODE OF THE PHILIPPINES OF 2008



図 7.4.207 発電機及び油庫の配置

6) 発電機室の計画

(a) 換気方式

発電設備の換気方式には、ガラリによる自然換気方式とした。

自然換気とする場合、給気ガラリの必要面積Aは次式により求める。

$$A = \frac{Q1 + QR}{60 \times V \times \alpha} (m^{2})$$

ここに、
A : ガラリ面積 (m²)
Q1 : 燃料油の燃焼に必要な空気量 (m³/min)
QR : ラジエータファンによる換気量 (m³/min)
V : 風速 4m/sec

α: ガラリの透過率(=0.3)、ガラリに金網を設置する場合は透過率(=0.27)

本設計における各値と計算結果を以下に示す。

ゲート開閉用	制御設備用
$A = \frac{1.86 + 375}{60 \times 4 \times 0.27} = \frac{5.82 \text{m}^2}{5.82 \text{m}^2}$	$A = \frac{0.66 + 175}{60 \times 4 \times 0.27} = \underline{2.71m^2}$

(b) 機器間の保有距離

発電機の機器間離隔距離は、電気通信施設設計要領・同解説(電気編)平成29年版のP3-65 に記載されている表 7.4.260を基準とする。

保有距離を確保しなければならない部分		ればならない部分	保有距離		
		操作面	1.0m以上		
キュービクル式のもの		点検面	0.6m以上 ただし、変電設備、蓄電池又は建築物等 と相対する部分については1.0m以上		
		換気を有する面	0.2m以上		
	自家発電装置 相互間 周囲 操作面	相互間	1.0m以上		
+		周囲	0.6m以上		
1	発電機盤	操作面	1.0m以上(相対する場合は1.2m以上)		
ビク		点検面	0.6m以上(相対する場合は1m以上)		
ル		換気を有する面	0.2m以上		
山以外のも	燃料小出槽	内燃機関	0.6m以上(予熱しない原動機) 2.0m以上(予熱する原動機)		
		防油堤の内枠壁面	地方条例による		
Ø	直流電源設備	操作面	1.0m以上		
		点検面	0.6m以上		

表 7.4.260 機器間の保有距離

(屋外又は主要構造物を耐火構造とした建築物の屋上に設ける場合にあっては、隣接する建築 物又は工作物から3m以上の距離を有するか、又は当該設備から3m未満の範囲の隣接する建築物 等の部分が不燃材で造られ、かつ、当該建築物等の開口部に防火戸その他の防火設備が設けら れていること。)

出典:電気通信施設設計要領·同解説(電気編)平成 29 年版 P3-65

(c) 発電装置の耐震対策

発電設備は、発電機と原動機を直結して、防振及び耐震構造を有する共通架台に固定するものとし、地震により発電設備が脱落しないよう脱落防止装置付とする。

(i) 発電機の基礎寸法

発電装置の基礎寸法は、電気通信施設設計要領・同解説(電気編)平成29年版P3-53により検討する。

(1) 基礎
1) 基礎の寸法
基礎の寸法は、下記による。
幅 ≥ (共通台床の幅) +0.3 (m) 注*
長さ≥ (共通台床の長さ) +0.3 (m) 注*
床面から基礎面まで ≥ 0.1 (m)
注*:0.3mは、接着系のアンカーの場合であり、箱抜きアンカー施工の場合は0.5m以上とする。

出典:電気通信施設設計要領・同解説(電気編)平成29年版 P3-53

検討に用いる発電機の据付寸法は、デンヨーの発電機を参考にした。発電機寸法および基礎寸法を表 7.4.261 に示す。

表 7.4.261 発電機寸法および基礎寸法

発電機	型番	発電機寸法(mm)	基礎寸法(mm)
150kVA	DCA-150ESK	幅 : 1080 長さ: 3250	幅 : 1080+300 = 1380 長さ : 3250+300 = 3550
50kVA	DCA-60ESI2	幅 : 880 長さ: 2200	幅 : 880+300 = 1180 長さ: 2200+300 = 2500

出典:調査団

(ii) アンカーボルトの耐震計算

発電装置及び燃料槽のアンカーボルトサイズは、「建築設備耐震設計・施工指針 2014 年版」 に基づき選定する。計算を行った結果、以下に示すアンカーボルトを選定した。計算の詳細を Vol.5A Structural Calculation for Contract Package-1 に示す。

- ・ ゲート開閉用発電機:アンカーボルト W3/4(8本)の使用で強度不足は発生しない
- ・ 制御設備用発電機 : アンカーボルト W5/8(8本)の使用で強度不足は発生しない

7) 機器の決定(表示項目の設定)

発電機に搭載する発電機盤には、発電機状態及び故障警報を目視にて確認可能なようランプに よる状態警報表示を具備するものとする。なお、表示内容及び項目は、表 7.4.262 に示すとおり とする。

表	7.4.262	表示内容及び項目
衣	7.4.ZUZ	衣小内谷及い項目

(I.)元原は、発	元ダイス	-15	りる。LED球は谷易に父換できる構造とりる。	
	なお、プリ	ント配線	最板で容	易にLED球交換ができない場合は、プリント画	
	線板1枚を予	備品とす	-3.		
(2)) 状態表示 (監視項目	1、制御	項目)と外部接続端子については、表-1とする。	
(3))保安装置は	表-2に。	より設け	ること。	
	1) 故障明	寺には、	ランプ	表示及び警報で内容が判別できるものとする。	
	2) 故障3	発生時は	、自己的	呆持し「故障復帰」の押釦スイッチを操作するこ	
	とにより	解除する	3.		
				表-1	
		外音	『 接点		
表示項目		監視	制御	備考	
1	商用	0	-	商用正常時点灯	
2	商用異常	0	+		
3	発電	0		発電機電圧確立で点灯	
4	商用給電※	0	0	遮断器又は切替器投入で点灯	
5	発電給電※	0	0	遮断器又は切替器投入で点灯	
9	現場	0	(<u>-</u>)	「現場‐遠方」切替スイッチによる	
7	遠方	0	9		
8	手動起動	-	-	「手動 - 自動 - 試験」切替スイッチによる	
9	自動起動	-	-		
10	始動	-	0		
_	/the at		0		

出典:非常用発動発電装置機器仕様書(案)平成29年1月版 P10

			表-2	1	
種別	表示項目	原動機停止	主回路遮断	検 出 装 置	外部接点
	始動渋滞	0	-	渋滞検出タイマー又はスイッチ	0
	潤滑油油圧低下	0	0	油圧検出スイッチ	0
	冷却水断水又は温度上昇	0	0	断水検出又は水温検出スイッチ	0
重	過回転	0	0	過回転検出スイッチ	0
议 谙	過電流※		0	過電流継電器	0
17	燃料油最低油量	0	0	油面検出装置	0
	緊急停止	0	0	手動	0
	制御電源異常	0	0	直流不足電圧継電器	0
枢	燃料油油面低下	-	-	油面検出装置	0
故	蓄電池温度上昇	-	-	蓄電池温度上昇警報装置	0
障	補機故障			過電流及び欠相保護継電器	0
	[備考] 〇印を適用 ※遮断器が配線] 泉用遮幽	新器の	場合は設けなくてもよい。	

出典:非常用発動発電装置機器仕様書(案)平成29年1月版 P11