MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS
DIRECCIÓN DE OBRAS HIDRÁULICAS

DISEÑO DEFINITIVO CANAL DE EVACUACIÓN DE AGUAS LLUVIAS SANTA MARTA
COMUNA DE MAIPÚ, REGIÓN METROPOLITANA

ETAPA 8 V1

TOMO VII: ANEXO 9

MARZO 2025

MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS
DIRECCIÓN DE OBRAS HIDRÁULICAS

DISEÑO DEFINITIVO CANAL DE EVACUACIÓN DE AGUAS LLUVIAS SANTA MARTA COMUNA DE MAIPÚ, REGIÓN METROPOLITANA

INDICE

ETAPA 8 V2

ABRIL 2025

Maria Luisa Santander 0231, Providencia, Santiago
Fono 22341 48 00 / e-mail: oficina@arrauing.cl

CONTENIDO GENERAL

PROYECTO ORIGINAL

TOMO I	MEMORIA ORIGINAL	(IMPRESO y DIGITAL)
TOMO II	ANEXO 1	(solo DIGITAL)
TOMO III	ANEXOS 2 y 3	(solo DIGITAL)
TOMO IV	ANEXO 3 (Continuación)	(solo DIGITAL)
TOMO V	ANEXOS 4 y 5	(solo DIGITAL)
TOMO VI	ANEXOS 6 al 8	(solo DIGITAL)
TOMO VII	ANEXO 9	(solo DIGITAL)
TOMO VIII	ANEXO 10	(solo DIGITAL)
TOMO IX	ANEXOS 11 y 12	(solo DIGITAL)
TOMO X	ANEXOS 13 y 14	(solo DIGITAL)
TOMO XI	ANEXOS 15 al 22	(solo DIGITAL)
TOMO XII	ANEXO 23 Especificaciones Técnicas Especiales ETE	(IMPRESO Y DIGITAL)
TOMO XIII	ANEXOS 24 al 28, Carta Gantt, Análisis de Precios Unitarios, Cubicación y Presupuesto, SIG y Evaluación Económica	(IMPRESO Y DIGITAL)
TOMO XVI	PLANOS GENERALES 66 Planos	(solo DIGITAL)
TOMO XVII	PLANOS FASE CONSTRUCTIVA I 64 planos	(solo DIGITAL)
TOMO XVIII	PLANOS FASE CONSTRUCTIVA II 48 planos	(IMPRESO y DIGITAL)
TOMO XIX	PLANOS FASE CONSTRUCTIVA III 33 planos	(IMPRESO y DIGITAL)

PROYECTO MODIFICADO

TOMO XX	MEMORIA TRAMO MODIFICADO	(IMPRESO y DIGITAL)

TOMO XXI	ANEXOS 1 al 6 Mecánica de Suelos, Modelos, Memorias, Precios Unitarios, Cubicación y presupuesto y ETE	(IMPRESO y DIGITAL)
TOMO XXII	ANEXOS 7 al 13	(DIGITAL)
TOMO XXIII	PLANOS MODIFICACIÓN FASE I.1 18 Planos	(IMPRESO y DIGITAL)
TOMO XXIV	PLANOS MODIFICACIÓN FASE I.2 40 Planos	(IMPRESO y DIGITAL)
TOMO XXV	PLANOS MODIFICACIÓN FASE I.3 25 Planos	(IMPRESO y DIGITAL)

INDICE DETALLADO

Tomo I

Memoria

Tomo II PAGINA

1.- Antecedentes Puentes y Monografías Tomo II- 001

1.1.- Antecedentes Puentes Tomo II- 002

1.2.- Monografías Tomo II- 005

1.3.- Planos ubicación Monografías Tomo II- 116

1.4.- Catastro de Servicios Tomo II- 119

1.4.1 Agua Potable Tomo II- 120

1.4.2 Aguas Servidas Tomo II- 177

1.4.3 Elécricas Tomo II- 281

1.4.4 Metrogas (Digital) Tomo II- 325

1.4.5 Otras Tomo II- 326

1.4.6 Telecomunicaciones Tomo II- 330

1.4.7 UOCT Tomo II- 358

1.5.- Monografías PR's Tomo II- 376

Tomo III

2.- Topografía Tomo III- 001

2.1.- Programa de Trabajo Tomo III- 002

2.2.- Certificado de Equipos Tomo III- 006

2.3.- CT y CV Personal (Digital) Tomo III- 012

2.4.- Informe Topografía Tomo III- 013

2.5.- Rinex (Digital) Tomo III- 026

2.6.- Monografía PRs Tomo III- 027

2.6.1 ARRAU 2015 Tomo III- 029

2.6.2 ARRAU 2021 Tomo III- 039

2.7.- Levantamientos (Digital) Tomo III- 043

2.8.- Nivelación Geométrica (Digital) Tomo III- 044

2.9.- Planos Topografía (Digital) Tomo III- 045

2.10.- Planta Topográfica Integrada (Digital) Tomo III- 046

3.- Catastro Aguas Lluvias Tomo III- 047

3.1.- Catastro de Aguas Lluvias Tomo III- 048

3.1.1 Planillas Conectividad Tomo III- 049

3.1.2 Cámaras por Colector Tomo III- 087

3.1.3 Fichas Cámaras Tomo III- 095

Tomo IV

3.- Catastro Aguas Lluvias (Continuación) Tomo IV- 001
- 3.1.- Catastro de Aguas Lluvias Tomo IV- 001
  - 3.1.3 Sumideros Tomo IV- 002
  - 3.1.4 Planillas Excel (Digital) Tomo IV- 293

Tomo V

4.- Mecánica de Suelos Tomo V- 001
- 4.1.- Informe Mecánica de Suelos Tomo V- 002
- 4.2.- Ensayos Mecánica de Suelos Tomo V- 0069
- 4.3.- Correspondencia Calicatas Tomo V- 082
- 4.4.- Pozos Exploratorios Tomo V- 206

5.- Preinforme Jurídico Tomo V- 248
- 5.1.- Análisis Jurídico Preliminar Tomo V- 249
- 5.2.- Antecedentes Legales Tomo V- 256
- 5.3.- Figuras Tomo V- 269

Tomo VI

6.- Visitas Dias de Lluvia Tomo VI- 001
- 6.1.- Informe N°1 visita día de lluvia Tomo VI- 002
- 6.2.- Informe N°2 visita día de lluvia Tomo VI- 019
- 6.3.- Informe N°3 visita día de lluvia Tomo VI- 033
- 6.4.- Informe N°4 visita día de lluvia Tomo VI- 067
- 6.5.- Informe N°5 visita día de lluvia Tomo VI- 133

7.- Modelación Hidráulica Tomo VI- 164
- 7.1.- SWMM con proyecto uso actual Tomo VI- 165
- 7.2.- SWMM con proyecto uso futuro Tomo VI- 189
- 7.3.- SWMM con proyecto y resultados Tomo VI- 212
- 7.4.- SWMM escorrentía calles Tomo VI- 215
- 7.5.- SWMM colectores existentes Tomo VI- 239
- 7.6.- Malla Modelación (Digital) Tomo VI- 266
- 7.7.- HEC-RAS Alternativas (Digital) Tomo VI- 267
- 7.8.- Ejes Hidráulicos Alternativas (Digital) Tomo VI- 268
- 7.9.- HEC-RAS Fase I (Digital) Tomo VI- 269
- 7.10.- Ejes Hidráulicos Fase I (Digital) Tomo VI- 270
- 7.11.- HEC-RAS Fase II (Digital) Tomo VI- 271
- 7.12.- HEC-RAS Fase III (Digital) Tomo VI- 272
- 7.13.- HEC-RAS Fase III Confluencia (Digital) Tomo VI- 273
- 7.14.- Ejes Hidráulicos Fase II (Digital) Tomo VI- 274
- 7.15.- Ejes Hidráulicos Fase III (Digital) Tomo VI- 275
- 7.16.- Ejes Hidráulicos Fase III Confluencia (Digital) Tomo VI- 276
- 7.17.- Ejes Hidráulicos Fase III Descarga Lo Espejo (Digital) Tomo VI- 277

8.- Memorias de Cálculo Hidráulicas Tomo VI- 278
- 8.1.- Cálculo Sumideros Fase I Tomo VI- 279
- 8.2.- Cálculo Sumideros Fase II y III Tomo VI- 285
- 8.3.- Obra Toma y Conducción Lo Bosquino Fase II Tomo VI- 291
- 8.4.- Rápido de Descarga Fase II Tomo VI- 297
- 8.5.- Enrocados Fase II Tomo VI- 303
- 8.6.- Desvío de Cause Fase III Tomo VI- 306

Tomo VII

9.- Memorias de Cálculo Estructural Tomo VII- 001

9.1.- memorias Varias Tomo VII- 002

9.1.1 Cámara Chimenea Cajón Fase I Tomo VII- 003

9.1.2 Memoria Cruce Ferroviario Tomo VII- 170

9.1.3 Memoria Obra Entrada Fase I Tomo VII- 220

9.1.4 Obra Salida Fase I Tomo VII- 266

9.1.5 Resistencia Cajón Vehículos Tomo VII- 310

9.2.- Memoria Cajón Tomo VII- 316

9.3.- Memoria Resistencia Cajón a Vehículos Tomo VII- 374

9.4.- Memoria Influencia perforaciones Tomo VII- 380

9.5.- Obra El Bosquino, Transición, Rápido de Descarga y Obra Descarga Canal Lo Espejo Tomo VII- 389

Tomo VIII

10.- SERVIU Tomo VIII- 001

10.1.- Rotura y Reposición Fase I Tomo VIII- 002

10.2.- Correspondencia Rotura y Reposición Fase I Tomo VIII- 133

10.3.- Socalzado Puente Fase I Tomo VIII- 179

10.4.- Correspondencia Socalzado Puentes Fase I Tomo VIII- 194

10.5.- Rotura y Reposición Fase II y III Tomo VIII- 208

10.6.- Correspondencia Rotura y Reposición Fase II y III Tomo VIII- 256

10.7.- Socalzado Puente Cuatro Poniente Tomo VIII- 269

10.8.- Correspondencia Puente Cuatro Poniente Tomo VIII- 349

10.9.- Puente Tres Poniente Tomo VIII- 360

10.10.- Correspondencia Puente Tres Poniente Tomo VIII- 376

10.11.- Aprobación Tres Poniente Fase III Tomo VIII- 389

Tomo IX

11.- EFE Tomo IX- 001

11.1.- Cruce EFE Fase I Tomo IX- 002

11.1.1 Minuta de Respuesta Tomo IX- 003

11.1.2 Memoria Descriptiva Tomo IX- 030

11.1.3 Anexo Tomo IX- 044

11.1.4 Afectación Tomo IX- 192

11.1.5 Aprobación EFE Tomo IX- 196

11.2.- Correspondencia EFE Tomo IX- 201

12.- Dirección de Vialidad Tomo IX- 218

12.1.- Proyecto Fase I P1 Aprobado Tomo IX- 219

12.1.1 Informe Tomo IX- 220

12.1.2 Plano Rotura Tomo IX- 235

12.1.3 Plano Planta y Longitudinal Tomo IX- 237

12.1.4 Plano Transversal Tomo IX- 239

12.1.5 Presupuesto Tomo IX- 241

12.2.- Correspondencia P1 Tomo IX- 243

12.3.- Proyecto Fase I P2 Aprobado (modifica P1) Tomo IX- 258

12.3.1 Carta Conductora Tomo IX- 259

12.3.2 Informe Tomo IX- 261

12.3.3 Plano Rotura Tomo IX- 279

12.3.4 Solicitud Coordinación EFE-DOH Tomo IX- 281

12.3.5 Plano Planta y Longitudinal Tomo IX- 286

12.3.6 Perfiles Transversales Tomo IX- 288

12.4.- Correspondencia P2 Tomo V- 290

Tomo X

13.- SMAPA Tomo X- 001
13.1.- Modificación AP Fase I Tomo X- 002
13.2.- Correspondencia AP Fase I Tomo X- 036
13.3.- Modificación AS Fase I Tomo X- 040
13.4.- Correspondencia AS Fase I Tomo X- 067
13.5.- Modificación AP Fase II Tomo X- 074
13.6.- Correspondencia AP Fase II Tomo X- 099
13.7.- Modificación AS Fase II Tomo X- 102
13.8.- Correspondencia AS Fase II Tomo X- 128
13.9.- Modificación AP Fase III Tomo X- 132
13.10.- Correspondencia AP Fase III Tomo X- 165

14.- Metrogas Tomo X- 168
14.1.- Fase Constructiva I Tomo X- 169
14.1.1 Camino a Melipilla Tomo X- 170
14.1.2 Carta de Factibilidad Tomo X- 181
14.1.3 Correspondencia Tomo X- 184
14.2.- Fase Constructiva II Tomo X- 229
14.2.1 Calle Doñihue Tomo X- 230
14.2.2 Correspondencia Tomo X- 235
14.2.3 Modelo Hidráulico (Digital) Tomo X- 241
14.2.4 Planos Proyecto Calle Doñihue Tomo X- 242
14.2.5 Cartas y Documentación Tomo X- 248

Tomo XI

15.- Nitroducto Tomo XI- 001
15.1.- Cruce Nitroducto Fase III Tomo XI- 002
15.2.- Correspondencia Tomo XI- 006

16.- Autopista Santiago-San Antonio Tomo XI- 020
16.1.- Ingreso a Concesiones Tomo XI- 021
16.2.- Documentos recibidos (digital) Tomo XI- 036
16.3.- Correspondencia Tomo XI- 037

17.- Canal Maipo Tomo XI- 074
17.1.- Ingreso documentos Tomo XI- 075
17.2.- Correspondencia Tomo XI- 101
17.3.- Aprobación Tomo XI- 111

18.- SONACOL Tomo XI- 114
18.1.- Proyecto Bajo Oleoducto Tomo XI- 115
18.2.- Correspondencia Tomo XI- 128

19.- ENAP Tomo XI- 143
19.1.- Antecedentes Tomo XI- 144
19.2.- Correspondencia Tomo XI- 157

20.- Aguas Andinas Tomo XI- 168
20.1.- Proyecto Atravieso - Memoria Tomo XI- 169
20.2.- Correspondencia Tomo XI- 195

21.- Paisajismo Tomo XI- 214
21.1.- Memoria Paisajismo Tomo XI- 215
21.1.1 Memoria Paisajismo Fase I Tomo XI- 216
21.1.2 Memoria Paisajismo Fase II y III Tomo XI- 225
21.2.- ETE Paisajismo Tomo XI- 234
21.2.1 ETE Paisajismo Fase I Tomo XI- 235
21.2.2 ETE Paisajismo Fase II y III Tomo XI- 251
21.3.- Presupuesto Paisajismo Tomo XI- 267
21.2.1 Presupuesto Paisajismo Fase I Tomo XI- 268
21.2.2 Presupuesto Paisajismo Fase II y III Tomo XI- 271
21.4.- Correspondencia Tomo XI- 274

22.- Extracción de Árboles Tomo XI- 294
22.1.- Memoria Tomo XI- 295
22.2.- Correspondencia Tomo XI- 334

Tomo XII

23.- ETE ..... Tomo XII- 001
- 23.1.- ETE FASE I ..... Tomo XII- 002
- 23.2.- ETE FASE II ..... Tomo XII- 124
- 23.3.- ETE FASE III ..... Tomo XII- 234

Tomo XIII

24.- Carta Gantt ..... Tomo XIII- 001
- 24.1.- Carta Gantt Fase I ..... Tomo XIII- 002
- 24.2.- Carta Gantt Fase II ..... Tomo XIII- 006
- 24.3.- Carta Gantt Fase III ..... Tomo XIII- 009
- 24.4.- Carta Gantt EFE ..... Tomo XIII- 011

25.- Análisis de Precios Unitarios ..... Tomo XIII- 016

26.- Cubicación y Presupuesto ..... Tomo XIII- 145
- 26.1.- Fase Constructiva I ..... Tomo XIII- 146
  - 26.1.1 Presupuesto ..... Tomo XIII- 147
  - 26.1.2 Presupuesto EFE ..... Tomo XIII- 152
  - 26.1.3 Cubicación ..... Tomo XIII- 155
- 26.2.- Fase Constructiva II ..... Tomo XIII- 180
  - 26.2.1 Presupuesto ..... Tomo XIII- 181
  - 26.2.2 Presupuesto Obra Autopista ..... Tomo XIII- 186
  - 26.2.3 Cubicación ..... Tomo XIII- 188
- 26.3.- Fase Constructiva III ..... Tomo XIII- 207
  - 26.3.1 Presupuesto ..... Tomo XIII- 208
  - 26.3.2 Cubicación ..... Tomo XIII- 213

27.- SIG ..... Tomo XIII- 229
- 27.1.- Informe ..... Tomo XIII- 230
- 27.2.- Anexos (Digital) ..... Tomo XIII- 239

28.- Evaluación Económica ..... Tomo XIII- 240
- 28.1.- Informe ..... Tomo XIII- 241
- 28.2.- Anexos (Digital) ..... Tomo XIII- 265

Tomo XIV

Estudio de Análisis Ambiental

Tomo XV

Participación Ciudadana

Tomo XVI

Planos Generales (1-66)

Tomo XVII

Planos Fase Constructiva I (1-64)

Tomo XVIII

Planos Fase Constructiva II (1-48)

Tomo XIX

Planos Fase Constructiva III (1-33)

Tomo XX

Memoria Tramo Modificado

Tomo XXI

			PAGINA	
1.-	**Anexo 1 Mecánica de Suelos**		Tomo XXI-	001
	1.1.- Informe Mecánica de Suelos		Tomo XXI-	002
	1.2.- Ensayos Mecánica de Suelos		Tomo XXI-	069
2.-	**Anexo 2 Modelos hidráulicos**		Tomo XXI-	082
	2.1.- Modelos Hec-Ras Sección Natural (Digital)		Tomo XXI-	083
	2.2.- Modelos Hec-Ras Obra Proyectada (Digital)		Tomo XXI-	084
3.-	**Anexo 3 Memorias**		Tomo XXI-	085
	3.1.- Memorias Estructurales		Tomo XXI-	086
		3.1.1 ME Bóveda Liner Tramo 1	Tomo XXI-	087
		3.1.2 ME Bóveda Liner Tramo 2	Tomo XXI-	103
		3.1.3 ME Pique N°1	Tomo XXI-	115
		3.1.4 ME Pique N°2	Tomo XXI-	130
		3.1.5 ME Bóveda Liner Tramo 3	Tomo XXI-	147
		3.1.6 ME Pique N°3	Tomo XXI-	159
		3.1.7 ME Tapa Chimeneas de Inspección	Tomo XXI-	176
		3.1.8 ME Tapa Piques 2 y 3	Tomo XXI-	191
		3.1.9 ME Aliviadero	Tomo XXI-	207
		3.1.10 ME Poste metálico	Tomo XXI-	219
		3.1.11 ME Afectación Tunnel Liner en Pilotes	Tomo XXI-	231
	3.2.- Memorias Hidráulicas		Tomo XXI-	242
		3.2.1 Memoria de cálculo Sifón	Tomo XXI-	243
4.-	**Anexo 4 Análisis de Precios Unitarios**		Tomo XXI-	267
	4.1.- Análisis de Precios Unitarios		Tomo XXI-	268
	4.2.- Comparación Precios Dpto. De Construcción		Tomo XXI-	297
	4.3.- Comparación Precios Oferta Icafal-Flesan		Tomo XXI-	302
5.-	**Anexo 5 Cubicación y Presupuesto**		Tomo XXI-	304
	5.1.- Cubicación		Tomo XXI-	305
		5.1.1 Cubicación Fase I.1	Tomo XXI-	306
		5.1.2 Cubicación Fase I.2	Tomo XXI-	318
		5.1.3 Cubicación Fase I.3	Tomo XXI-	337
	5.2.- Presupuesto		Tomo XXI-	352
		5.2.1 Presupuesto Fase I.1	Tomo XXI-	353
		5.2.2 Presupuesto Fase I.2	Tomo XXI-	357
		5.2.3 Presupuesto Fase I.3	Tomo XXI-	361
6.-	**Anexo 6 Especificaciones Técnicas**		Tomo XXI-	365
	6.1.- Especificaciones Técnicas Especiales Fase I.1		Tomo XXI-	366
	6.2.- Especificaciones Técnicas Especiales Fase I.2		Tomo XXI-	475
	6.3.- Especificaciones Técnicas Especiales Fase I.3		Tomo XXI-	575

Tomo XXII

7.- Anexo 7 ENEL Tomo XXII- 001
7.1.- Correspondencia Tomo XXII- 002
7.2.- Planos Tomo XXII- 021

8.- Anexo 8 SMAPA Tomo XXII- 023
8.1.- Informe ingreso AS Tomo XXII- 024
8.2.- Planos Ingreso Tomo XXII- 042
8.3.- Correspondencia Tomo XXII- 053
8.4.- Documentación Tomo XXII- 063
8.5.- Carta Aprobación y Planos Aprobados Tomo XXII- 070

9.- Anexo 9 EFE Tomo XXII- 075
9.1.- Memoria Descriptiva Tomo XXII- 076
9.2.- Anexos EFE Tomo XXII- 091
9.2.1 CV y CT Profesionales Tomo XXII- 092
9.2.2 Certificado Km Tomo XXII- 129
9.2.3 Mecánica de Suelos (Digital) Tomo XXII- 132
9.2.4 Memoria de Cálculo Tomo XXII- 133
9.2.5 ETE (Digital) Tomo XXII- 186
9.2.6 Presupuesto Tomo XXII- 187
9.2.7 Carta Gantt Tomo XXII- 189
9.2.8 Planos Proyecto Tomo XXII- 191
9.2.9 Aprobación Sol 1633 Tomo XXII- 203
9.3.- Afectación Tomo XXII- 209
9.4.- Documentación y Correspondencia Tomo XXII- 215

10.- Anexo 10 VIALIDAD Tomo XXII- 244
10.1.- Memorias Descriptiva Tomo XXII- 245
10.2.- Anexos Vialidad Tomo XXII- 261
10.2.1 Mecánica de Suelos (Digital) Tomo XXII- 262
10.2.2 Memorias Estructurales Tomo XXII- 263
10.2.3 ETE (Digital) Tomo XXII- 316
10.2.4 Presupuesto Tomo XXII- 317
10.2.5 Carta Gantt Tomo XXII- 319
10.2.6 Planos Proyecto Tomo XXII- 321
10.2.7 Res. Adjudicación Tomo XXII- 333
10.3.- Correspondencia Tomo XXII- 338

11.- Anexo 11 Carta Gantt Tomo XXII- 348
11.1.- Carta Gantt Fase I.1 Tomo XXII- 349
11.2.- Carta Gantt Fase I.2 Tomo XXII- 351
11.3.- Carta Gantt Fase I.3 Tomo XXII- 355
11.4.- Carta Gantt Fase I Completa Tomo XXII- 357

12.- Anexo 12 METROGAS Tomo XXII- 359
12.1.- Correspondencia Tomo XXII- 360
12.2.- Planos Tomo XXII- 412

13.- Anexo 13 Obra Cruce Tunnel Liner bajo Santa Marta Tomo XXII- 418
13.1.- Memoria Tomo XXII- 419

Tomo XXIII

Planos Fase I.1

Tomo XXIV

Planos Fase I.2

Tomo XXV

Planos Fase I.3

ÍNDICE DE PLANOS GENERALES

NUMERO ETAPA 8			NUMERO GENERAL	CODIFICACION	INGRESO CIDOH	TÍTULO
					TOPOGRAFIA PLANTA	
1	DE	66	**1**	**4:308- 66-01- 1/3**	**A-7386-XIII**	LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS PLANTA LÁMINA 01 DE 03
2	DE	66	**2**	**4:308- 66-02- 2/3**	**A-7387-XIII**	LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS PLANTA LÁMINA 02 DE 03
3	DE	66	**3**	**4:308- 66-03- 3/3**	**A-7388-XIII**	LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS PLANTA LÁMINA 03 DE 03
					TOPOGRAFIA PERFILES TRANSVERSALES	
4	DE	66	**4**	**4:308- 66-04-1/20**	**A-7389-XIII**	TOPOGRAFÍA PERFILES TRANSVERSALES LAMINA 01 DE 20
5	DE	66	**5**	**4:308- 66-05-2/20**	**A-7390-XIII**	TOPOGRAFÍA PERFILES TRANSVERSALES LAMINA 02 DE 20
6	DE	66	**6**	**4:308- 66-06-3/20**	**A-7391-XIII**	TOPOGRAFÍA PERFILES TRANSVERSALES LAMINA 03 DE 20
7	DE	66	**7**	**4:308- 66-07-4/20**	**A-7392-XIII**	TOPOGRAFÍA PERFILES TRANSVERSALES LAMINA 04 DE 20
8	DE	66	**8**	**4:308- 66-08-5/20**	**A-7393-XIII**	TOPOGRAFÍA PERFILES TRANSVERSALES LAMINA 05 DE 20
9	DE	66	**9**	**4:308- 66-09-6/20**	**A-7394-XIII**	TOPOGRAFÍA PERFILES TRANSVERSALES LAMINA 06 DE 20
10	DE	66	**10**	**4:308- 66-10-7/20**	**A-7395-XIII**	TOPOGRAFÍA PERFILES TRANSVERSALES LAMINA 07 DE 20
11	DE	66	**11**	**4:308- 66-11-8/20**	**A-7396-XIII**	TOPOGRAFÍA PERFILES TRANSVERSALES LAMINA 08 DE 20
12	DE	66	**12**	**4:308- 66-12-9/20**	**A-7397-XIII**	TOPOGRAFÍA PERFILES TRANSVERSALES LAMINA 09 DE 20
13	DE	66	**13**	**4:308- 66-13-10/20**	**A-7398-XIII**	TOPOGRAFÍA PERFILES TRANSVERSALES LAMINA 10 DE 20
14	DE	66	**14**	**4:308- 66-14-11/20**	**A-7399-XIII**	TOPOGRAFÍA PERFILES TRANSVERSALES LAMINA 11 DE 20
15	DE	66	**15**	**4:308- 66-15-12/20**	**A-7400-XIII**	TOPOGRAFÍA PERFILES TRANSVERSALES LAMINA 12 DE 20
16	DE	66	**16**	**4:308- 66-16-13/20**	**A-7401-XIII**	TOPOGRAFÍA PERFILES TRANSVERSALES LAMINA 13 DE 20
17	DE	66	**17**	**4:308- 66-17-14/20**	**A-7402-XIII**	TOPOGRAFÍA PERFILES TRANSVERSALES LAMINA 14 DE 20
18	DE	66	**18**	**4:308- 66-18-15/20**	**A-7403-XIII**	TOPOGRAFÍA PERFILES TRANSVERSALES LAMINA 15 DE 20
19	DE	66	**19**	**4:308- 66-19-16/20**	**A-7404-XIII**	TOPOGRAFÍA PERFILES TRANSVERSALES LAMINA 16 DE 20
20	DE	66	**20**	**4:308- 66-20-17/20**	**A-7405-XIII**	TOPOGRAFÍA PERFILES TRANSVERSALES LAMINA 17 DE 20
21	DE	66	**21**	**4:308- 66-21-18/20**	**A-7406-XIII**	TOPOGRAFÍA PERFILES TRANSVERSALES LAMINA 18 DE 20
22	DE	66	**22**	**4:308- 66-22-19/20**	**A-7407-XIII**	TOPOGRAFÍA PERFILES TRANSVERSALES LAMINA 19 DE 20
23	DE	66	**23**	**4:308- 66-23-20/20**	**A-7408-XIII**	TOPOGRAFÍA PERFILES TRANSVERSALES LAMINA 20 DE 20
					CATASTRO	
24	DE	66	**24**	**4:308- 66-24-1/12**	**A-7409-XIII**	INFRAESTRUCTURA DE AGUAS LLUVIAS LÁMINA 01 DE 12
25	DE	66	**25**	**4:308- 66-25-2/12**	**A-7410-XIII**	INFRAESTRUCTURA DE AGUAS LLUVIAS LÁMINA 02 DE 12
26	DE	66	**26**	**4:308- 66-26-3/12**	**A-7411-XIII**	INFRAESTRUCTURA DE AGUAS LLUVIAS LÁMINA 03 DE 12
27	DE	66	**27**	**4:308- 66-27-4/12**	**A-7412-XIII**	INFRAESTRUCTURA DE AGUAS LLUVIAS LÁMINA 04 DE 12
28	DE	66	**28**	**4:308- 66-28-5/12**	**A-7413-XIII**	INFRAESTRUCTURA DE AGUAS LLUVIAS LÁMINA 05 DE 12
29	DE	66	**29**	**4:308- 66-29-6/12**	**A-7414-XIII**	INFRAESTRUCTURA DE AGUAS LLUVIAS LÁMINA 06 DE 12
30	DE	66	**30**	**4:308- 66-30-7/12**	**A-7415-XIII**	INFRAESTRUCTURA DE AGUAS LLUVIAS LÁMINA 07 DE 12
31	DE	66	**31**	**4:308- 66-31-8/12**	**A-7416-XIII**	INFRAESTRUCTURA DE AGUAS LLUVIAS LÁMINA 08 DE 12
32	DE	66	**32**	**4:308- 66-32-9/12**	**A-7417-XIII**	INFRAESTRUCTURA DE AGUAS LLUVIAS LÁMINA 09 DE 12
33	DE	66	**33**	**4:308- 66-33-10/12**	**A-7418-XIII**	INFRAESTRUCTURA DE AGUAS LLUVIAS LÁMINA 10 DE 12
34	DE	66	**34**	**4:308- 66-34-11/12**	**A-7419-XIII**	INFRAESTRUCTURA DE AGUAS LLUVIAS LÁMINA 11 DE 12
35	DE	66	**35**	**4:308- 66-35-12/12**	**A-7420-XIII**	INFRAESTRUCTURA DE AGUAS LLUVIAS LÁMINA 12 DE 12

ÍNDICE DE PLANOS GENERALES (Continuación)

NUMERO ETAPA 8			NUMERO GENERAL	CODIFICACION	INGRESO CIDOH	TÍTULO
					ANTEPROYECTO	
36	DE	66	**36**	**4:308- 66-36- 1/1**	**A-7421-XIII**	LÁMINA 01 DE 01
37	DE	66	**37**	**4:308- 66-37- 1/1**	**A-7422-XIII**	TRAMO 1 ALTERNATIVA I PERFILES TRANSVERSALES KM 0+000 - 0+463.80 LÁMINA 01 DE 01
38	DE	66	**38**	**4:308- 66-38- 1/1**	**A-7423-XIII**	LÁMINA 01 DE 01
39	DE	66	**39**	**4:308- 66-39- 1/1**	**A-7424-XIII**	TRAMO 1 ALTERNATIVA II-A PERFILES TRANSVERSALES KM 0+000 - 0+472.65 LÁMINA 01 DE 01
40	DE	66	**40**	**4:308- 66-40- 1/1**	**A-7425-XIII**	LÁMINA 01 DE 01
41	DE	66	**41**	**4:308- 66-41- 1/1**	**A-7426-XIII**	TRAMO 1 ALTERNATIVA II-B PERFILES TRANSVERSALES KM 0+000 - 0+472.65 LÁMINA 01 DE 01
42	DE	66	**42**	**4:308- 66-42- 1/1**	**A-7427-XIII**	LÁMINA 01 DE 01
43	DE	66	**43**	**4:308- 66-43- 1/1**	**A-7428-XIII**	TRAMO 1 ALTERNATIVA III PERFILES TRANSVERSALES KM 0+000 - 0+415.64 LÁMINA 01 DE 01
44	DE	66	**44**	**4:308- 66-44- 1/2**	**A-7429-XIII**	LÁMINA 01 DE 02
45	DE	66	**45**	**4:308- 66-45- 2/2**	**A-7430-XIII**	LÁMINA 02 DE 02
46	DE	66	**46**	**4:308- 66-46- 1/1**	**A-7431-XIII**	TRAMO 2 ALTERNATIVA A PERFILES TRANSVERSALES KM 0+520.23 - 1+234.06 LÁMINA 01 DE 01
47	DE	66	**47**	**4:308- 66-47- 1/2**	**A-7432-XIII**	LÁMINA 01 DE 02
48	DE	66	**48**	**4:308- 66-48- 2/2**	**A-7433-XIII**	LÁMINA 02 DE 02
49	DE	66	**49**	**4:308- 66-49- 1/1**	**A-7434-XIII**	TRAMO 2 ALTERNATIVA B PERFILES TRANSVERSALES KM 0+520.23 - 1+234.06 LÁMINA 01 DE 01
50	DE	66	**50**	**4:308- 66-50- 1/2**	**A-7435-XIII**	ALTERNATIVA III `PLANTA DE EXPROPIACIONES KM 0+000-0+500 LÁMINA 01 DE 02
51	DE	66	**51**	**4:308- 66-51- 2/2**	**A-7436-XIII**	ALTERNATIVA III `PLANTA DE EXPROPIACIONES KM 0+500-1+400 LÁMINA 02 DE 02
					MODELACION	
52	DE	66	**52**	**4:308- 66-52- 1/7**	**A-7437-XIII**	MODELACIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE - MALLA DE MODELACIÓN LÁMINA 1/7
53	DE	66	**53**	**4:308- 66-53- 2/7**	**A-7438-XIII**	MODELACIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE - MALLA DE MODELACIÓN LÁMINA 2/7
54	DE	66	**54**	**4:308- 66-54- 3/7**	**A-7439-XIII**	MODELACIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE - MALLA DE MODELACIÓN LÁMINA 3/7
55	DE	66	**55**	**4:308- 66-55- 4/7**	**A-7440-XIII**	MODELACIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE - MALLA DE MODELACIÓN LÁMINA 4/7
56	DE	66	**56**	**4:308- 66-56- 5/7**	**A-7441-XIII**	MODELACIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE - MALLA DE MODELACIÓN LÁMINA 5/7
57	DE	66	**57**	**4:308- 66-57- 6/7**	**A-7442-XIII**	MODELACIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE - MALLA DE MODELACIÓN LÁMINA 6/7
58	DE	66	**58**	**4:308- 66-58- 7/7**	**A-7443-XIII**	MODELACIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE - MALLA DE MODELACIÓN LÁMINA 7/7
					RIESGO DE INUNDACION	
59	DE	66	**59**	**4:308- 66-59- 1/4**	**A-7444-XIII**	MODELACIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE, RIESGO DE INUNDACIÓN, T=10 AÑOS, LÁMINA 01 DE 04
60	DE	66	**60**	**4:308- 66-60- 2/4**	**A-7445-XIII**	MODELACIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE, RIESGO DE INUNDACIÓN, T=10 AÑOS, LÁMINA 02 DE 04
61	DE	66	**61**	**4:308- 66-61- 3/4**	**A-7446-XIII**	MODELACIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE, RIESGO DE INUNDACIÓN, T=10 AÑOS, LÁMINA 03 DE 04
62	DE	66	**62**	**4:308- 66-62- 4/4**	**A-7447-XIII**	MODELACIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE, RIESGO DE INUNDACIÓN, T=10 AÑOS, LÁMINA 04 DE 04
63	DE	66	**63**	**4:308- 66-63- 1/4**	**A-7448-XIII**	MODELACIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE, RIESGO DE INUNDACIÓN, T=100 AÑOS, LÁMINA 01 DE 04
64	DE	66	**64**	**4:308- 66-64- 2/4**	**A-7449-XIII**	MODELACIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE, RIESGO DE INUNDACIÓN, T=100 AÑOS, LÁMINA 02 DE 04
65	DE	66	**65**	**4:308- 66-65- 3/4**	**A-7450-XIII**	MODELACIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE, RIESGO DE INUNDACIÓN, T=100 AÑOS, LÁMINA 03 DE 04
66	DE	66	**66**	**4:308- 66-66- 4/4**	**A-7451-XIII**	MODELACIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE, RIESGO DE INUNDACIÓN, T=100 AÑOS, LÁMINA 04 DE 04

ÍNDICE DE PLANOS PROYECTO ORIGINAL

FASE CONSTRUCTIVA I

NUMERO ETAPA 8			NUMERO GENERAL	CODIFICACION	INGRESO CIDOH	TÍTULO
					PLANTA, PERFIL LONGITUDINAL Y TRANSVERSALES	
1	DE	64	**67**	**4:308- 66-67- 1/1**	**A-7452-XIII**	UBICACIÓN GENERAL
2	DE	64	**68**	**4:308- 66-68- 1/4**	**A-7453-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL LÁMINA 01 DE 04
3	DE	64	**69**	**4:308- 66-69- 2/4**	**A-7454-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL LÁMINA 02 DE 04
4	DE	64	**70**	**4:308- 66-70- 3/4**	**A-7455-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL LÁMINA 03 DE 04
5	DE	64	**71**	**4:308- 66-71- 4/4**	**A-7456-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL LÁMINA 04 DE 04
6	DE	64	**72**	**4:308- 66-72- 1/2**	**A-7457-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, PERFILES TRANSVERSALES, KM -0+015 - 0+462, LÁMINA 01 DE 02
7	DE	64	**73**	**4:308- 66-73- 2/2**	**A-7458-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, PERFILES TRANSVERSALES, KM 0+518 - 1+724 LÁMINA 02 DE 02
					DETALLES	
8	DE	64	**74**	**4:308- 66-74- 1/1**	**A-7459-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, DETALLES CÁMARAS Y CHIMENEAS
9	DE	64	**75**	**4:308- 66-75- 1/1**	**A-7460-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, DETALLES OBRAS DE ENTRADA Y SALIDA Y SECCIONES CANAL
10	DE	64	**76**	**4:308- 66-76- 1/1**	**A-7461-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, DETALLES SUMIDEROS
11	DE	64	**77**	**4:308- 66-77- 1/2**	**A-7462-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, DETALLES LONGITUDINALES SUMIDEROS, LÁMINA 01 DE 02
12	DE	64	**78**	**4:308- 66-78- 2/2**	**A-7463-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, DETALLES LONGITUDINALES SUMIDEROS, LÁMINA 02 DE 02
13	DE	64	**79**	**4:308- 66-79- 1/1**	**A-7464-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, DETALLE LONGITUDINALES DESCARGAS A COLECTOR 01 DE 01
					ESTRUCTURAS	
14	DE	64	**80**	**4:308- 66-80- 1/4**	**A-7465-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, MODULACIÓN Y FORMAS MÓDULOS DEL M1 AL M11 LAMINA 01 DE 03
15	DE	64	**81**	**4:308- 66-81- 2/4**	**A-7466-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, MODULACIÓN Y FORMAS MÓDULOS DEL M12 AL M17 LAMINA 02 DE 03
16	DE	64	**82**	**4:308- 66-82- 3/4**	**A-7467-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, MODULACIÓN Y FORMAS MÓDULOS DEL M18 AL M23 LAMINA 03 DE 03
17	DE	64	**83**	**4:308- 66-83- 1/1**	**A-7468-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, CÁMARA DE LIMPIEZA Y CHIMENEAS DE INSPECCIÓN-FORMAS. PASADAS TUBERIAS EN CAJÓN, LAMINA 01 DE 01
18	DE	64	**84**	**4:308- 66-84- 4/4**	**A-7469-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, MÓDULOS M1 Y M7, TAPAS LOSETAS, FORMAS Y ARMADURAS, LAMINA 01 DE 01
19	DE	64	**85**	**4:308- 66-85- 1/1**	**A-7470-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, CÁMARAS DE LIMPIEZA Y CHIMENEAS DE INSPECCIÓN, TAPA LOSETA, ARMADURAS, LÁMINA 01 DE 01
20	DE	64	**86**	**4:308- 66-86- 1/5**	**A-7471-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, ARMADURAS MÓDULOS M1-M2-M3-M5-M6-M7A-M8-M9-9A-M10-M11, LAMINA 01 DE 05
21	DE	64	**87**	**4:308- 66-87- 2/5**	**A-7472-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, ARMADURAS MÓDULOS M12 AL M23 LAMINA 02 DE 05
22	DE	64	**88**	**4:308- 66-88- 3/5**	**A-7473-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, ARMADURAS MÓDULO 2A Y DETALLES LAMINA 03 DE 05
23	DE	64	**89**	**4:308- 66-89- 4/5**	**A-7474-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, ARMADURAS MÓDULOS M5-M7A-M9 DETALLES LAMINA 04 DE 05
24	DE	64	**90**	**4:308- 66-90- 5/5**	**A-7475-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, ARMADURAS MÓDULOS 11 Y M17) Y DETALLES LAMINA 05 DE 05
25	DE	64	**91**	**4:308- 66-91- 1/1**	**A-7476-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, OBRA DE ENTRADA FORMAS
26	DE	64	**92**	**4:308- 66-92- 1/1**	**A-7477-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, OBRA DE ENTRADA ARMADURAS
27	DE	64	**93**	**4:308- 66-93- 1/1**	**A-7478-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, OBRA DE SALIDA
					EFE	
28	DE	64	**94**	**4:308- 66-94- 1/1**	A-7479-XIII	FASE CONSTRUCTIVA I, CRUCE EFE, MODULACIÓN Y FORMAS, LÁMINA 01 DE 01
29	DE	64	**95**	**4:308- 66-95- 1/1**	**A-7480-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, CRUCE EFE, MODULACIÓN M1-M2B-M3-M5-M5A-M5B-M6-M7, FORMAS Y ARMADURAS, LÁMINA 01 DE 01
30	DE	64	**96**	**4:308- 66-96- 1/1**	**A-7481-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, CRUCE EFE, MODULACIÓN CÁMARAS DE LIMPIEZA, CHIMENEAS DE INSPECCIÓN, TAPA DE LOSETAS, ARMADURAS, LÁMINA 01 DE 01
31	DE	64	**97**	**4:308- 66-97- 1/1**	**A-7482-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, CRUCE EFE, EMPLAZAMIENTO DE PILAS, NOTAS, CORTES Y DETALLES, LÁMINA 01 DE 01
32	DE	64	**98**	**4:308- 66-98- 1/1**	**A-7483-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, CRUCE EFE, PERFILES TRANSVERSALES, LÁMINA 01 DE 01

FASE CONSTRUCTIVA I (Continuación)

NUMERO ETAPA 8			NUMERO GENERAL	CODIFICACION	INGRESO CIDOH	TÍTULO
					PUENTES Y PAVIMENTOS	
33	DE	64	**99**	**4:308- 66-99- 1/5**	**A-7484-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, PUENTE GABRIEL GONZÁLEZ VIDELA, EMPLAZAMIENTO DE PILAS, CORTES Y DETALLES, LÁMINA 01 DE 05
34	DE	64	**100**	**4:308- 66-100- 2/5**	**A-7485-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, PUENTE JOSÉ MANUEL BALMACEDA, EMPLAZAMIENTO DE PILAS, CORTES Y DETALLES, LÁMINA 02 DE 05
35	DE	64	**101**	**4:308- 66-101- 3/5**	**A-7486-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, PUENTE RENÉ OLIVARES, EMPLAZAMIENTO DE PILAS, CORTES Y DETALLES, LÁMINA 03 DE 05
36	DE	64	**102**	**4:308- 66-102- 4/5**	**A-7487-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, PUENTE HÉCTOR FUENZALIDA, EMPLAZAMIENTO DE PILAS, CORTES Y DETALLES, LÁMINA 04 DE 05
37	DE	64	**103**	**4:308- 66-103- 5/5**	**A-7488-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, PUENTE GLORIAS NAVALES, EMPLAZAMIENTO DE PILAS, CORTES Y DETALLES, LÁMINA 05 DE 05
38	DE	64	**104**	**4:308- 66-104- 1/4**	**A-7489-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, ROTURA Y REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS, SERVIU, LAMINA 01 de 04
39	DE	64	**105**	**4:308- 66-105- 1/4**	**A-7490-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, ROTURA Y REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS, SERVIU, LAMINA 02 de 04
40	DE	64	**106**	**4:308- 66-106- 1/4**	**A-7491-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, ROTURA Y REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS, SERVIU,LAMINA 03 de 04
41	DE	64	**107**	**4:308- 66-107- 1/4**	**A-7492-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, ROTURA Y REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS, SERVIU, LAMINA 04 de 04
42	DE	64	**108**	**4:308- 66-108- 1/1**	**A-7493-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, ROTURA Y REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS,DIRECCIÓN DE VIALIDAD, LAMINA 01 de 01
					AGUAS SERVIDAS	
43	DE	64	**109**	**4:308- 66-109- 1/6**	**A-7494-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, MODIFICACIÓN DE SERVICIO, AGUAS SERVIDAS, 01 DE 06
44	DE	64	**110**	**4:308- 66-110- 2/6**	**A-7495-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, MODIFICACIÓN DE SERVICIO, AGUAS SERVIDAS, 02 DE 06
45	DE	64	**111**	**4:308- 66-111- 3/6**	**A-7496-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, MODIFICACIÓN DE SERVICIO, AGUAS SERVIDAS, 03 DE 06
46	DE	64	**112**	**4:308- 66-112- 4/6**	**A-7497-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, MODIFICACIÓN DE SERVICIO, AGUAS SERVIDAS, 04 DE 06
47	DE	64	**113**	**4:308- 66-113- 5/6**	**A-7498-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, MODIFICACIÓN DE SERVICIO, AGUAS SERVIDAS, 05 DE 06
48	DE	64	**114**	**4:308- 66-114- 6/6**	**A-7499-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, MODIFICACIÓN DE SERVICIO, AGUAS SERVIDAS, 06 DE 06
					AGUA POTABLE	
49	DE	64	**115**	**4:308- 66-115- 1/5**	**A-7500-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, MODIFICACIÓN DE SERVICIO, AGUA POTABLE, 01 DE 05
50	DE	64	**116**	**4:308- 66-116- 2/5**	**A-7501-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, MODIFICACIÓN DE SERVICIO, AGUA POTABLE, 02 DE 05
51	DE	64	**117**	**4:308- 66-117- 3/5**	**A-7502-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, MODIFICACIÓN DE SERVICIO, AGUA POTABLE, 03 DE 05
52	DE	64	**118**	**4:308- 66-118- 4/5**	**A-7503-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, MODIFICACIÓN DE SERVICIO, AGUA POTABLE, 04 DE 05
53	DE	64	**119**	**4:308- 66-119- 5/5**	**A-7504-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, MODIFICACIÓN DE SERVICIO, AGUA POTABLE, 05 DE 05
					PAISAJISMO	
54	DE	64	**120**	**4:308- 66-120- 1/4**	**A-7505-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, PROYECTO PAISAJISMO, PLANTA 01 DE 04
55	DE	64	**121**	**4:308- 66-121- 2/4**	**A-7506-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, PROYECTO PAISAJISMO, PLANTA 02 DE 04
56	DE	64	**122**	**4:308- 66-122- 3/4**	**A-7507-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, PROYECTO PAISAJISMO, PLANTA 03 DE 04
57	DE	64	**123**	**4:308- 66-123- 4/4**	**A-7508-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, PROYECTO PAISAJISMO, PLANTA 04 DE 04
58	DE	64	**124**	**4:308- 66-124- 1/1**	**A-7509-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, PROYECTO PAISAJISMO, CORTES LÁMINA 01 DE 01
59	DE	64	**125**	**4:308- 66-125- 1/1**	**A-7510-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, PROYECTO PAISAJISMO, IMÁGENES OBJETIVO 01 DE 01
					RIEGO	
60	DE	64	**126**	**4:308- 66-126- 1/5**	**A-7511-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, RIEGO JARDINES, LÁMINA 01 DE 05
61	DE	64	**127**	**4:308- 66-127- 1/1**	**A-7512-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, RIEGO JARDINES, LÁMINA 02 DE 05
62	DE	64	**128**	**4:308- 66-128- 1/1**	**A-7513-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, RIEGO JARDINES, LÁMINA 03 DE 05
63	DE	64	**129**	**4:308- 66-129- 1/1**	**A-7514-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, RIEGO JARDINES, LÁMINA 04 DE 05
64	DE	64	**130**	**4:308- 66-130- 1/1**	**A-7515-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I, RIEGO JARDINES, LÁMINA 05 DE 05

FASE CONSTRUCTIVA II

NUMERO ETAPA 8			NUMERO GENERAL	CODIFICACION	INGRESO CIDOH	TÍTULO
					PLANTA, PERFIL LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL	
1	DE	48	**131**	**4:308- 66-131- 1/1**	**A-7516-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II, PLANTA GENERAL
2	DE	48	**132**	**4:308- 66-132- 1/4**	**A-7517-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II, PLANTA Y PERFILES LONGITUDINALES KM 0+000 - 0+500
3	DE	48	**133**	**4:308- 66-133- 2/4**	**A-7518-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II, PLANTA Y PERFILES LONGITUDINALES KM 0+500 - 1+000
4	DE	48	**134**	**4:308- 66-134- 3/4**	**A-7519-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II, PLANTA Y PERFILES LONGITUDINALES KM 1+000 - 1+500
5	DE	48	**135**	**4:308- 66-135- 4/4**	**A-7520-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II, PLANTA Y PERFILES LONGITUDINALES KM 1+500 - 1+828
6	DE	48	**136**	**4:308- 66-136- 1/2**	**A-7521-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II, PERFILES TRANSVERSALES, KM 0+076.05 - 1+153.66 LÁMINA
7	DE	48	**137**	**4:308- 66-137- 2/2**	**A-7522-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II, PERFILES TRANSVERSALES, KM 1+284.68 -1+814.96 LÁMINA
					DETALLES	
8	DE	48	**138**	**4:308- 66-138- 1/1**	**A-7523-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II, CÁMARAS DE LIMPIEZA Y CHIMENEAS DE INSPECCIÓN,
9	DE	48	**139**	**4:308- 66-139- 1/1**	**A-7524-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II, SUMIDEROS, FORMAS, DETALLES Y ARMADURAS, LÁMINA
10	DE	48	**140**	**4:308- 66-140- 1/2**	**A-7525-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II LONGITUDINALES SUMIDEROS LÁMINA 01 DE 02
11	DE	48	**141**	**4:308- 66-141- 2/2**	**A-7526-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II LONGITUDINALES SUMIDEROS LÁMINA 02 DE 02
12	DE	48	**142**	**4:308- 66-142- 1/1**	**A-7527-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II LONGITUDINALES, DESCARGAS A COLECTOR LÁMINA 01 DE
					CANAL LO BOSQUINO	
13	DE	48	**143**	**4:308- 66-143- 1/1**	**A-7528-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II, CANAL LO BOSQUINO, OBRA DE CONDUCCIÓN Y CÁMARAS DE INSPECCIÓN, PLANTA, LONGITUDINAL Y DETALLES, FORMAS LAMINA 01 DE 01
14	DE	48	**144**	**4:308- 66-144- 1/1**	**A-7529-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II, CANAL LO BOSQUINO, OBRA DE TOMA, FORMAS, LAMINA 01 DE 01
15	DE	48	**145**	**4:308- 66-145- 1/1**	**A-7530-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II, CANAL LO BOSQUINO, OBRA DE TOMA, ARMADURAS, LAMINA 01 DE 01
16	DE	48	**146**	**4:308- 66-146- 1/2**	**A-7531-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II, CANAL LO BOSQUINO, OBRA DE TOMA, COMPUERTAS LAMINA 01 DE 02
17	DE	48	**147**	**4:308- 66-147- 2/2**	**A-7532-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II, CANAL LO BOSQUINO, OBRA DE TOMA, COMPUERTAS LAMINA 02 DE 02
					AUTOPISTA DEL SOL	
18	DE	48	**148**	**4:308- 66-148- 1/1**	**A-7533-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II, AUTOPISTA DEL SOL, OBRA DE TRANSICIÓN, FORMAS, LÁMINA 01 DE 01
19	DE	48	**149**	**4:308- 66-149- 1/1**	**A-7534-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II, AUTOPISTA DEL SOL, CAJÓN EN CALLE LOCAL Y RAPIDO DE DESCARGA, FORMAS, LÁMINA 01 DE 01
20	DE	48	**150**	**4:308- 66-150- 1/1**	**A-7535-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II, AUTOPISTA DEL SOL, TRANSICIÓN Y CAJÓN DOBLE 3,0X3,0 m, ARMADURAS, LÁMINA 01 DE 01
21	DE	48	**151**	**4:308- 66-151- 1/1**	**A-7536-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II, AUTOPISTA DEL SOL, RAPIDO DE DESCARGA, ARMADURAS,
					ESTRUCTURAS	
22	DE	48	**152**	**4:308- 66-152- 1/1**	**A-7537-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II MODULACIÓN Y DETALLES LÁMINA 01 DE 01
23	DE	48	**153**	**4:308- 66-153- 1/5**	**A-7538-XIII**	FASES CONSTRUCTIVAS II Y III, MODULOS M2-M3-M5-M6-M7A-M8-M9-M9A-M10 Y M11, FORMAS Y ARMADURAS, LÁMINA 01 DE 04
24	DE	48	**154**	**4:308- 66-154- 2/5**	**A-7539-XIII**	FASES CONSTRUCTIVAS II Y III, MODULOS M12-M13-M14-M15-M16-M17-M18-M19-M20-M21-M22-M23, FORMAS Y ARMADURAS, LÁMINA 02 DE 04
25	DE	48	**155**	**4:308- 66-155- 3/5**	**A-7540-XIII**	FASES CONSTRUCTIVAS II Y III, MODULOS M12A-M20A-M20B-M23A Y CUADRO DE ENFIERRADURAS, FORMAS Y ARMADURAS, LÁMINA 03 DE 04
26	DE	48	**156**	**4:308- 66-156- 4/5**	**A-7541-XIII**	FASES CONSTRUCTIVAS II Y III, MODULOS M22A-M17A-M17B-M17C-M10A-M10B, FORMAS Y ARMADURAS LÁMINA 04 DE 04
27	DE	48	**157**	**4:308- 66-157- 1/1**	**A-7542-XIII**	FASES CONSTRUCTIVAS II Y III CÁMARAS DE LIMPIEZA, TAPA DE LOSETA,
28	DE	48	**158**	**4:308- 66-158- 1/1**	**A-7543-XIII**	FASES CONSTRUCTIVA II Y III, CHIMENEAS, PASADAS DE TUBERÍAS A CAJÓN, FORMAS Y ARMADURAS, LÁMINA 01 DE 01
					PUENTES Y PAVIMENTOS	
29	DE	48	**159**	**4:308- 66-159- 1/1**	**A-7544-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II SOCALZADO PUENTE CUATRO PONIENTE, LÁMINA 01 DE 01
30	DE	48	**160**	**4:308- 66-160- 1/3**	**A-7545-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II ROTURA Y REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS SERVIU, LÁMINA 01
31	DE	48	**161**	**4:308- 66-161- 2/3**	**A-7546-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II ROTURA Y REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS SERVIU, LÁMINA 02
32	DE	48	**162**	**4:308- 66-162- 3/3**	**A-7547-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II ROTURA Y REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS SERVIU, LÁMINA 03

FASE CONSTRUCTIVA II (Continuación)

NUMERO ETAPA 8			NUMERO GENERAL	CODIFICACION	INGRESO CIDOH	TÍTULO
					PUENTES Y PAVIMENTOS	
29	DE	48	**159**	**4:308- 66-159- 1/1**	**A-7544-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II SOCALZADO PUENTE CUATRO PONIENTE, LÁMINA 01 DE 01
30	DE	48	**160**	**4:308- 66-160- 1/3**	**A-7545-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II ROTURA Y REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS SERVIU, LÁMINA 01
31	DE	48	**161**	**4:308- 66-161- 2/3**	**A-7546-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II ROTURA Y REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS SERVIU, LÁMINA 02
32	DE	48	**162**	**4:308- 66-162- 3/3**	**A-7547-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II ROTURA Y REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS SERVIU, LÁMINA 03
					AGUAS SERVIDAS	
33	DE	48	**163**	**4:308- 66-163- 1/4**	**A-7548-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II MODIFICACIÓN DE SERVICIOS DE AGUAS SERVIDAS, SMAPA,
34	DE	48	**164**	**4:308- 66-164- 2/4**	**A-7549-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II MODIFICACIÓN DE SERVICIOS DE AGUAS SERVIDAS, SMAPA,
35	DE	48	**165**	**4:308- 66-165- 3/4**	**A-7550-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II MODIFICACIÓN DE SERVICIOS DE AGUAS SERVIDAS, SMAPA,
36	DE	48	**166**	**4:308- 66-166- 4/4**	**A-7551-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II MODIFICACIÓN DE SERVICIOS DE AGUAS SERVIDAS, SMAPA,
					AGUA POTABLE	
37	DE	48	**167**	**4:308- 66-167- 1/3**	**A-7552-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II MODIFICACIÓN DE SERVICIOS AGUA POTABLE, SMAPA,
38	DE	48	**168**	**4:308- 66-168- 2/3**	**A-7553-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II MODIFICACIÓN DE SERVICIOS AGUA POTABLE, SMAPA,
39	DE	48	**169**	**4:308- 66-169- 3/3**	**A-7554-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II MODIFICACIÓN DE SERVICIOS AGUA POTABLE, SMAPA,
					PAISAJISMO	
40	DE	48	**170**	**4:308- 66-170- 1/2**	**A-7555-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II, PROYECTO PAISAJISMO, PLANTA 01 DE 02
41	DE	48	**171**	**4:308- 66-171- 2/2**	**A-7556-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II, PROYECTO PAISAJISMO, PLANTA 02 DE 02
42	DE	48	**172**	**4:308- 66-172- 1/1**	**A-7557-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II, PROYECTO PAISAJISMO, CORTES CONSTRUCTIVOS
43	DE	48	**173**	**4:308- 66-173- 1/1**	**A-7558-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II, PROYECTO PAISAJISMO, DETALLES PLANTAS
44	DE	48	**174**	**4:308- 66-174- 1/1**	**A-7559-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II, PROYECTO PAISAJISMO, IMÁGENES OBJETIVO, LÁMINA 01
					RIEGO	
45	DE	48	**175**	**4:308- 66-175- 1/4**	**A-7560-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II, RIEGO JARDINES, LÁMINA 01 DE 04
46	DE	48	**176**	**4:308- 66-176- 2/4**	**A-7561-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II, RIEGO JARDINES, LÁMINA 02 DE 04
47	DE	48	**177**	**4:308- 66-177- 3/4**	**A-7562-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II, RIEGO JARDINES, LÁMINA 03 DE 04
48	DE	48	**178**	**4:308- 66-178- 4/4**	**A-7563-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA II, RIEGO JARDINES, LÁMINA 04 DE 04

FASE CONSTRUCTIVA III

NUMERO ETAPA 8			NUMERO GENERAL	CODIFICACION	INGRESO CIDOH	TÍTULO
					PLANTA, PERFIL LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL	
1	DE	33	**179**	**4:308- 66-179- 1/1**	**A-7564-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA III, PLANTA GENERAL
2	DE	33	**180**	**4:308- 66-181- 1/4**	**A-7565-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA III, PLANTA Y PERFILES LONGITUDINALES KM 0+000 - 0+500
3	DE	33	**181**	**4:308- 66-181- 2/4**	**A-7566-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA III, PLANTA Y PERFILES LONGITUDINALES KM 0+500 - 1+000
4	DE	33	**182**	**4:308- 66-182- 3/4**	**A-7567-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA III, PLANTA Y PERFILES LONGITUDINALES KM 1+000 - 1+500
5	DE	33	**183**	**4:308- 66-183- 4/4**	**A-7568-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA III, PLANTA Y PERFILES LONGITUDINALES KM 1+500 - 1+863
6	DE	33	**184**	**4:308- 66-184- 1/1**	**A-7569-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA III, PERFILES TRANSVERSALES KM 0+006.57- 1+753,07, LÁMINA
					DETALLES	
7	DE	33	**185**	**4:308- 66-185- 1/1**	**A-7570-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA III CÁMARAS Y CHIMENEAS FORMAS LÁMINA 01 DE 01
8	DE	33	**186**	**4:308- 66-186- 1/1**	**A-7571-XIII**	FASES CONSTRUCTIVAS III DETALLE SUMIDEROS
9	DE	33	**187**	**4:308- 66-187- 1/1**	**A-7572-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA III LONGITUDINALES SUMIDEROS LÁMINA 1 DE 01
10	DE	33	**188**	**4:308- 66-188- 1/1**	**A-7573-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA III LONGITUDINALES DESCARGAS LÁMINA 1 DE 01
					CANAL LO ESPEJO	
11	DE	33	**189**	**4:308- 66-189- 1/1**	**A-7574-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA III OBRA SECTOR DE DESCARGA CANAL LO ESPEJO EN CANAL SANTA MARTA PLANTA, CORTES Y DETALLES LÁMINA 01 DE 01
12	de	33	**190**	**4:308- 66-190- 1/1**	**A-7575-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA III OBRA SECTOR DE DESCARGA CANAL LO ESPEJO EN CANAL SANTA MARTA ARMADURAS LÁMINA 01 DE 01
					ESTRUCTURAS	
13	DE	33	**191**	**4:308- 66-191- 1/1**	**A-7576-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA III MODULACIÓN Y FORMAS, LÁMINA 01 DE 01
14	DE	33	**192**	**4:308- 66-192- 1/5**	**A-7577-XIII**	FASES CONSTRUCTIVAS II Y III, MODULOS M2-M3-M5-M6-M7A-M8-M9-M9A-M10 Y M11, FORMAS Y ARMADURAS, LÁMINA 01 DE 04
15	DE	33	**193**	**4:308- 66-193- 2/5**	**A-7578-XIII**	FASES CONSTRUCTIVAS II Y III, MODULOS M12-M13-M14-M15-M16-M17-M18-M19-M20-M21-M22-M23, FORMAS Y ARMADURAS, LÁMINA 02 DE 04
16	DE	33	**194**	**4:308- 66-194- 3/5**	**A-7579-XIII**	FASES CONSTRUCTIVAS II Y III, MODULOS M12A-M20A-M20B-M23A Y CUADRO DE ENFIERRADURAS, FORMAS Y ARMADURAS, LÁMINA 03 DE 04
17	DE	33	**195**	**4:308- 66-195- 4/5**	**A-7580-XIII**	FASES CONSTRUCTIVAS II Y III, MODULOS M22A-M17A-M17B-M17C-M10A-M10B, FORMAS Y ARMADURAS LÁMINA 04 DE 04
18	DE	33	**196**	**4:308- 66-196- 1/1**	**A-7581-XIII**	FASES CONSTRUCTIVA II Y III CÁMARAS DE LIMPIEZA, TAPA DE LOSETA-ENFIERRADURA LÁMINA 01 DE 01
19	DE	33	**197**	**4:308- 66-197- 1/1**	**A-7582-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA III CHIMENEAS, PASADAS DE TUBERÍAS A CAJÓN PUENTES DE MADERA PARA ACCESOS LÁMINA 01 DE 01
					PUENTES Y PAVIMENTOS	
20	DE	33	**198**	**4:308- 66-198- 1/1**	**A-7583-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA III ROTURA Y REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS PUENTE AV TRES PONIENTE, LÁMINA 01 DE 02
21	DE	33	**199**	**4:308- 66-199- 1/1**	**A-7584-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA III ROTURA Y REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS PUENTE AV TRES PONIENTE, LÁMINA 02 DE 02
22	DE	33	**200**	**4:308- 66-200- 1/1**	**A-7585-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA III ROTURA Y REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS SERVIU, LÁMINA
					AGUA POTABLE	
23	DE	33	**201**	**4:308- 66-201- 1/3**	**A-7586-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA III MODIFICACIÓN DE SERVICIOS AGUA POTABLE, LÁMINA 01
24	DE	33	**202**	**4:308- 66-202- 2/3**	**A-7587-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA III MODIFICACIÓN DE SERVICIOS AGUA POTABLE, LÁMINA 01
25	DE	33	**203**	**4:308- 66-203- 3/3**	**A-7588-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA III MODIFICACIÓN DE SERVICIOS AGUA POTABLE, LÁMINA 01
					PAISAJISMO	
26	DE	33	**204**	**4:308- 66-204- 1/2**	**A-7589-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA III, PROYECTO DE PAISAJISMO, PLANTA 01 DE 02
27	DE	33	**205**	**4:308- 66-205- 2/2**	**A-7590-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA III, PROYECTO DE PAISAJISMO, PLANTA 02 DE 02
28	DE	33	**206**	**4:308- 66-206- 1/2**	**A-7591-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA III, PROYECTO DE PAISAJISMO, CORTES 01 DE 02
29	DE	33	**207**	**4:308- 66-207- 2/2**	**A-7592-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA III, PROYECTO DE PAISAJISMO, CORTES 02 DE 02
30	DE	33	**208**	**4:308- 66-208- 1/1**	**A-7593-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA III, PROYECTO DE PAISAJISMO, IMÁGENES OBJETIVO 01 DE 01
					RIEGO	
31	DE	33	**209**	**4:308- 66-209- 1/3**	**A-7594-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA III, PROYECTO DE PAISAJISMO, RIEGO DE JARDINES, LÁMINA
32	DE	33	**210**	**4:308- 66-210- 2/3**	**A-7595-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA III, PROYECTO DE PAISAJISMO, RIEGO DE JARDINES, LÁMINA
33	DE	33	**211**	**4:308- 66-211- 3/3**	**A-7596-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA III, PROYECTO DE PAISAJISMO, RIEGO DE JARDINES, LÁMINA

ÍNDICE DE PLANOS PROYECTO MODIFICADO

MODIFICACION CRUCE CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.1

NUMERO ETAPA 8			NUMERO GENERAL	CODIFICACION	INGRESO CIDOH	TÍTULO
					PLANTA, PERFIL LONGITUDINAL Y PERFILES TRANSVERSALES	
1	DE	18	**212**	**4:308- 66-212- 1/1**	**A-7597-XIII**	MODIFICACIÓN CRUCE CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.1, TUNNEL LINER, PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL, LÁMINA 01 DE 01
2	DE	18	**213**	**4:308- 66-213- 1/1**	**A-7598-XIII**	MODIFICACIÓN CRUCE CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.1, TUNNEL LINER, PERFILES TRANSVERSALES, LÁMINA 01 DE 01
					DETALLES TUNNEL LINER PIQUE 1 A 2	
3	DE	18	**214**	**4:308- 66-214- 1/1**	**A-7599-XIII**	MODIFICACIÓN CRUCE CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.1, TUNNEL LINER, PLANTA TRAMO PIQUE 1-2, LÁMINA 01 DE 01
4	DE	18	**215**	**4:308- 66-215- 1/1**	**A-7600-XIII**	MODIFICACIÓN CRUCE CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.1, TUNNEL LINER, PIQUE N°1, LÁMINA 01 DE 01
5	DE	18	**216**	**4:308- 66-216- 1/1**	**A-7601-XIII**	MODIFICACIÓN CRUCE CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.1, TUNNEL LINER, PIQUE N°2, LÁMINA 01 DE 01
6	DE	18	**217**	**4:308- 66-217- 1/1**	**A-7602-XIII**	MODIFICACIÓN CRUCE CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FAES I.1, TUNNEL LINER, CHIMENEAS N°1 y N°2, BÓVEDA 3.87X2.95, e=8.0mm y 6.0mm, LÁMINA 01 DE 01
					DETALLES TUNNEL LINER PIQUE 2 A 3	
7	DE	18	**218**	**4:308- 66-218- 1/1**	**A-7603-XIII**	MODIFICACIÓN CRUCE CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.1, TUNNEL LINER, PLANTA TRAMO PIQUE 2-3, LÁMINA 01 DE 01
8	DE	18	**219**	**4:308- 66-219- 1/1**	**A-7604-XIII**	MODIFICACIÓN CRUCE CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.1, TUNNEL LINER, PLANTA TRAMO COMPLETO, LÁMINA 01 DE 01
9	DE	18	**220**	**4:308- 66-220- 1/1**	**A-7605-XIII**	MODIFICACIÓN CRUCE CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.1, TUNNEL LINER, PIQUE N°3, LÁMINA 01 DE 01
10	DE	18	**221**	**4:308- 66-221- 1/1**	**A-7606-XIII**	MODIFICACIÓN CRUCE CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.1, TUNNEL LINER, CASQUETE 6°, SUMIDEROS Y ESCUDO FRONTAL, LÁMINA 01 DE 01
11	DE	18	**222**	**4:308- 66-222- 1/2**	**A-7607-XIII**	MODIFICACIÓN CRUCE CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.1, TUNNEL LINER, CHIMENEAS N°3 Y N°4, LAMINA 01 DE 02
12	DE	18	**223**	**4:308- 66-223- 2/2**	**A-7608-XIII**	MODIFICACIÓN CRUCE CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.1, TUNNEL LINER, DETALLE PIEZA ESPECIAL UNIÓN CHIMENEA A MANTO TUNNEL, LAMINA 02 DE 02
					CANAL DE TOMA Y DEVOLUCION	
13	DE	18	**224**	**4:308- 66-224- 1/1**	**A-7609-XIII**	MODIFICACIÓN CRUCE CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.1, CANAL DE TOMA,
14	DE	18	**225**	**4:308- 66-225- 1/1**	**A-7610-XIII**	MODIFICACIÓN CRUCE CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.1, CANAL DE DEVOLUCIÓN, LÁMINA 01 DE 01
					INSTRUMENTACION	
15	DE	18	**226**	**4:308- 66-226- 1/1**	**A-7611-XIII**	MODIFICACIÓN CRUCE CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.1, INSTRUMENTACION, OBRAS CIVILES, LÁMINA 01 DE 01
					AGUAS SERVIDAS	
16	DE	18	**227**	**4:308- 66-227- 1/3**	**A-7612-XIII**	MODIFICACIÓN DE SERVICIOS DE AGUAS SERVIDAS, FASE I.1, LÁMINA 01 DE 03
17	DE	18	**228**	**4:308- 66-228- 2/3**	**A-7613-XIII**	MODIFICACIÓN DE SERVICIOS DE AGUAS SERVIDAS, FASE I.1, LÁMINA 02 DE 03
18	DE	18	**229**	**4:308- 66-229- 3/3**	**A-7614-XIII**	MODIFICACIÓN DE SERVICIOS DE AGUAS SERVIDAS, FASE I.1, LÁMINA 03 DE 03

FASE I.2

NUMERO ETAPA 8			NUMERO GENERAL	CODIFICACION	INGRESO CIDOH	TÍTULO
					PLANTA, PERFIL LONGITUDINAL Y TRANSVERSALES	
1	DE	40	**230**	**4:308- 66-230- 1/1**	**A-7615-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, UBICACIÓN GENERAL
2	DE	40	**231**	**4:308- 66-231- 1/3**	**A-7616-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL LÁMINA 01 DE 03
3	DE	40	**232**	**4:308- 66-232- 2/3**	**A-7617-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL LÁMINA 02 DE 03
4	DE	40	**233**	**4:308- 66-233- 3/3**	**A-7618-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL LÁMINA 03 DE 03
5	DE	40	**234**	**4:308- 66-234- 1/1**	**A-7619-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, PERFILES TRANSVERSALES, KM 0+79.27- 1+723.94, LÁMINA 01 DE 01
					DETALLES	
6	DE	40	**235**	**4:308- 66-235- 1/1**	**A-7620-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, DETALLES CÁMARAS Y CHIMENEAS, LÁMINA 01 DE 01
7	DE	40	**236**	**4:308- 66-236- 1/1**	**A-7621-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, DETALLES OBRAS DE ENTRADA Y SALIDA Y SECCIÓN CANAL, FORMAS, LÁMINA 01 DE 01
8	DE	40	**237**	**4:308- 66-237- 1/1**	**A-7622-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, DETALLES SUMIDEROS, LÁMINA 01 DE 01
9	DE	40	**238**	**4:308- 66-238- 1/2**	**A-7623-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, DETALLES LONGITUDINALES SUMIDEROS, LÁMINA 01 DE 02
10	DE	40	**239**	**4:308- 66-239- 2/2**	**A-7624-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, DETALLES LONGITUDINALES SUMIDEROS, LÁMINA 02 DE 02
11	DE	40	**240**	**4:308- 66-240- 1/1**	**A-7625-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, DETALLE LONGITUDINALES DESCARGAS A COLECTOR 01 DE 01
					ESTRUCTURAS	
12	DE	40	**241**	**4:308- 66-241- 1/1**	**A-7626-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, MODULACIÓN Y FORMAS 2, MODULOS M2-M2A-M4 Y 13 AL 17, LÁMINA 01 DE 02
13	DE	40	**242**	**4:308- 66-242- 1/1**	**A-7627-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, MODULACIÓN Y FORMAS 3, MODULOS 18 AL 24, LÁMINA 02 DE 02
14	DE	40	**243**	**4:308- 66-243- 1/1**	**A-7628-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, CÁMARA DE LIMPIEZA Y CHIMENEAS DE INSPECCIÓN- FORMAS. PASADAS TUBERIAS A CAJÓN. LÁMINA 01 DE 01
15	DE	40	**244**	**4:308- 66-244- 1/1**	**A-7629-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, CÁMARAS DE LIMPIEZA Y CHIMENEA DE INSPECCIÓN, TAPA LOSETA, ARMADURAS, LÁMINA 01 DE 01
16	DE	40	**245**	**4:308- 66-245- 1/3**	**A-7630-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, ARMADURAS MÓDULOS M13 AL M23, ARMADURAS, LAMINA 01 DE 03
17	DE	40	**246**	**4:308- 66-246- 2/3**	**A-7631-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, ARMADURAS MÓDULO M2, M2A, CUADROS ENFIERRADURAS, LAMINA 02 DE 03
18	DE	40	**247**	**4:308- 66-247- 1/1**	**A-7632-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, OBRA DE SALIDA, ARMADURAS, LÁMINA 01 DE 01
					PUENTES Y PAVIMENTOS	
19	DE	40	**248**	**4:308- 66-248- 1/5**	**A-7633-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, PUENTE GABRIEL GONZÁLEZ VIDELA, EMPLAZAMIENTO DE PILAS, CORTES Y DETALLES, LÁMINA 01 DE 05
20	DE	40	**249**	**4:308- 66-249- 2/5**	**A-7634-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, PUENTE JOSÉ MANUEL BALMACEDA, EMPLAZAMIENTO DE PILAS, CORTES Y DETALLES, LÁMINA 02 DE 05
21	DE	40	**250**	**4:308- 66-250- 3/5**	**A-7635-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, PUENTE RENÉ OLIVARES, EMPLAZAMIENTO DE PILAS, CORTES Y DETALLES, LÁMINA 03 DE 05
22	DE	40	**251**	**4:308- 66-251- 4/5**	**A-7636-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, PUENTE HÉCTOR FUENZALIDA, EMPLAZAMIENTO DE PILAS, CORTES Y DETALLES, LÁMINA 04 DE 05
23	DE	40	**252**	**4:308- 66-252- 5/5**	**A-7637-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, PUENTE GLORIAS NAVALES, EMPLAZAMIENTO DE PILAS, CORTES Y DETALLES, LÁMINA 05 DE 05
24	DE	40	**253**	**4:308- 66-253- 1/4**	**A-7638-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, ROTURA Y REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS, SERVIU, LAMINA 01 de 04
25	DE	40	**254**	**4:308- 66-254- 2/4**	**A-7639-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, ROTURA Y REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS, SERVIU, LAMINA 02 de 04
26	DE	40	**255**	**4:308- 66-255- 3/4**	**A-7640-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, ROTURA Y REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS, SERVIU,LAMINA 03 de 04
27	DE	40	**256**	**4:308- 66-256- 4/4**	**A-7641-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, ROTURA Y REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS, SERVIU, LAMINA 04 de 04
					AGUAS SERVIDAS	
28	DE	40	**257**	**4:308- 66-257- 2/6**	**A-7642-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, MODIFICACIÓN DE SERVICIO, AGUAS SERVIDAS, LÁMINA 02 DE 06
29	DE	40	**258**	**4:308- 66-258- 4/6**	**A-7643-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, MODIFICACIÓN DE SERVICIO, AGUAS SERVIDAS, LÁMINA 04 DE 06
30	DE	40	**259**	**4:308- 66-259- 5/6**	**A-7644-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, MODIFICACIÓN DE SERVICIO, AGUAS SERVIDAS, LÁMINA 05 DE 06
31	DE	40	**260**	**4:308- 66-260- 6/6**	**A-7645-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, MODIFICACIÓN DE SERVICIO, AGUAS SERVIDAS, LÁMINA 06 DE 06

FASE I.2 (Continuación)

NUMERO ETAPA 8			NUMERO GENERAL	CODIFICACION	INGRESO CIDOH	TÍTULO
					AGUA POTABLE	
32	DE	40	**261**	**4:308- 66-261- 3/5**	**A-7646-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, MODIFICACIÓN DE SERVICIOS, AGUA POTABLE, LÁMINA 03 DE 05
33	DE	40	**262**	**4:308- 66-262- 4/5**	**A-7647-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, MODIFICACIÓN DE SERVICIOS, AGUA POTABLE, LÁMINA 04 DE 05
34	DE	40	**263**	**4:308- 66-263- 5/5**	**A-7648-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, MODIFICACIÓN DE SERVICIOS, AGUA POTABLE, LÁMINA 05 DE 05
					PAISAJISMO	
35	DE	40	**264**	**4:308- 66-264- 2/3**	**A-7649-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, PROYECTO PAISAJISMO, PLANTA LÁMINA 02 DE 03
36	DE	40	**265**	**4:308- 66-265- 3/3**	**A-7650-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, PROYECTO PAISAJISMO, PLANTA LÁMINA 03 DE 03
37	DE	40	**266**	**4:308- 66-266- 1/1**	**A-7651-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, PROYECTO PAISAJISMO, CORTES LÁMNA 01 DE 01
38	DE	40	**267**	**4:308- 66-267- 1/1**	**A-7652-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2 PROYECTO PAISAJISMO, IMÁGENES OBJETIVO LÁMINA 01 DE 01
					RIEGO	
39	DE	40	**268**	**4:308- 66-268- 1/2**	**A-7653-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, RIEGO JARDINES, LÁMINA 01 DE 02
40	DE	40	**269**	**4:308- 66-269- 2/2**	**A-7654-XIII**	FASE CONSTRUCTIVA I.2, RIEGO JARDINES, LÁMINA 02 DE 02

MODIFICACION CRUCE CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.3

NUMERO ETAPA 8			NUMERO GENERAL	CODIFICACION	INGRESO CIDOH	TÍTULO
					PLANTA, PERFIL LONGITUDINAL Y PERFILES TRANSVERSALES	
1	DE	25	**270**	**4:308- 66-270- 1/1**	**A-7655-XIII**	CRUCE DEFINITIVO CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.3, TUNNEL LINER, PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL, LÁMINA 01 DE 01
					DETALLE SUMIDEROS	
2	DE	25	**271**	**4:308- 66-271- 1/1**	**A-7656-XIII**	CRUCE DEFINTIVO CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.3, DETALLES SUMIDEROS, LÁMINA 01 DE 01
3	DE	25	**272**	**4:308- 66-272- 1/1**	**A-7657-XIII**	CRUCE DEFINITIVO CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.3, DETALLES LONGITUDINALES SUMIDEROS, LÁMINA 01 DE 01
					DETALLES TUNNEL LINER PIQUE 1, 2 Y 3	
4	DE	25	**273**	**4:308- 66-273- 1/1**	**A-7658-XIII**	CRUCE DEFINITIVO CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.3, TUNNEL LINER, PLANTA TRAMO COMPLETO, LÁMINA 01 DE 01
5	DE	25	**274**	**4:308- 66-274- 1/2**	**A-7659-XIII**	CRUCE DEFINITIVO CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.3, TUNNEL LINER, PIQUE N°1, LÁMINA 01 DE 02
6	DE	25	**275**	**4:308- 66-275- 2/2**	**A-7660-XIII**	CRUCE DEFINITIVO CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.3, TUNNEL LINER, PIQUE N°1, LÁMINA 02 DE 02
7	DE	25	**276**	**4:308- 66-276- 1/2**	**A-7661-XIII**	CRUCE DEFINITIVO CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.3, TUNNEL LINER, PIQUE N°2, LÁMINA 01 DE 02
8	DE	25	**277**	**4:308- 66-277- 2/2**	**A-7662-XIII**	CRUCE DEFINITIVO CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.3, TUNNEL LINER, PIQUE N°2, LÁMINA 02 DE 02
9	DE	25	**278**	**4:308- 66-278- 1/2**	**A-7663-XIII**	CRUCE DEFINITIVO CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.3, TUNNEL LINER, PIQUE N°3, LÁMINA 01 DE 02
10	DE	25	**279**	**4:308- 66-279- 2/2**	**A-7664-XIII**	CRUCE DEFINITIVO CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.3, TUNNEL LINER, PIQUE N°3, LÁMINA 02 DE 02
					DETALLES TUNNEL LINER CHIMENEAS 1,2,3 Y 4	
11	DE	25	**280**	**4:308- 66-280- 1/1**	**A-7665-XIII**	CRUCE DEFINITIVO CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.3, TUNNEL LINER, CHIMENEAS N°1 Y N°2, LÁMINA 01 DE 01
12	DE	25	**281**	**4:308- 66-281- 1/1**	**A-7666-XIII**	CRUCE DEFINITIVO CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.3, TUNNEL LINER, CHIMENEAS N°3 Y N°4, LÁMINA 01 DE 01
					ESTRUCTURAS DE HORMIGON	
13	DE	25	**282**	**4:308- 66-282- 1/1**	**A-7667-XIII**	CRUCE DEFINTIVO CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.3,DETALLES CÁMARAS,
14	DE	25	**283**	**4:308- 66-283- 1/1**	**A-7668-XIII**	CRUCE DEFINITIVO CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.3,CAJON MODULACION Y FORMAS, LÁMINA 01 DE 01
15	DE	25	**284**	**4:308- 66-284- 1/2**	**A-7669-XIII**	CRUCE DEFINITIVO CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.3, CAJON MODULOS ,ARMADURAS, LÁMINA 01 DE 02
16	DE	25	**285**	**4:308- 66-285- 2/2**	**A-7670-XIII**	CRUCE DEFINITIVO CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.3, CAJON MODULOS ,ARMADURAS, LÁMINA 02 DE 02
					OBRA DE ENTRADA	
17	DE	25	**286**	**4:308- 66-286- 1/1**	**A-7671-XIII**	CRUCE DEFINITIVO CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.3, OBRA DE ENTRADA , FORMAS, LÁMINA 01 DE 01
18	DE	25	**287**	**4:308- 66-287- 1/1**	**A-7672-XIII**	CRUCE DEFINITIVO CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.3, OBRA DE ENTRADA , ARMADURAS, LÁMINA 01 DE 01
					PAVIMENTOS	
19	DE	25	**288**	**4:308- 66-288- 1/1**	**A-7673-XIII**	CRUCE DEFINITIVO CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.3, ROTURA Y REPOSICION PAVIMENTOS VIALIDAD, LAMINA 01 DE 01
20	DE	25	**289**	**4:308- 66-289- 1/1**	**A-7674-XIII**	CRUCE DEFINITIVO CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.3, ROTURA Y REPOSICION PAVIMENTOS, SERVIU, LAMINA 01 DE 01
					MODIFICACIÓN DE AGUAS SERVIDAS Y AGUA POTABLE	
21	DE	25	**290**	**4:308- 66-290- 1/1**	**A-7675-XIII**	CRUCE DEFINITIVO CAMONO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.3, MODIFICACIÓN DE SERVICIO, AGUA POTABLE, LAMINA 02 DE 05
22	DE	25	**291**	**4:308- 66-291- 1/1**	**A-7676-XIII**	CRUCE DEFINITIVO CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.3, MODIFICACIÓN DE SERVICIO, AGUAS SERVIDAS, LAMINA 03 DE 06
					PAISAJISMO	
23	DE	25	**292**	**4:308- 66-292- 1/1**	**A-7677-XIII**	CRUCE DEFINITIVO CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.3, PROYECTO PAISAJISMO, PLANTA, LÁMINA 01 DE 01
24	DE	25	**293**	**4:308- 66-293- 1/1**	**A-7678-XIII**	CRUCE DEFINITIVO CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.3, PROYECTO PAISAJISMO, CORTES, LÁMINAS 01 DE 01
					RIEGO DE JARDINES	
25	DE	25	**294**	**4:308- 66-294- 1/1**	**A-7679-XIII**	CRUCE DEFINITIVO CAMINO A MELIPILLA Y EFE, FASE I.3, PROYECTO RIEGO DE JARDINES, LAMINA 01 DE 01

TOMO I - ÍNDICE DETALLADO MEMORIA PROYECTO ORIGINAL

1 INTRODUCCIÓN 2-3
1.1 ANTECEDENTES GENERALES 2-3
1.2 OBJETIVOS Y ALCANCES DE LA CONSULTORÍA 2-6
1.3 ETAPAS DE LA CONSULTORÍA 2-7
2 RECOPILACIÓN Y ANÁLISIS DE ANTECEDENTES 3-1
2.1 ESTUDIOS ANTERIORES 3-1
2.2 PM-01 Plan Maestro de Evacuación y Drenaje de Aguas Lluvias del Gran Santiago DOH-CADE-Idepe, 2001. 3-1
2.3 Factibilidad y Diseño Definitivo de la Red Primaria del Sistema Gran Avenida – Ochagavía - Lo Espejo - Santa Marta, Ifarle Consultores Ltda., Junio 2003. 3-9
2.4 Colector Serviu – Zona Sur. Nivelación Geométrica. Informe Topográfico DOH Unidad de Geomensura. Septiembre 2013. 3-25
2.5 Estudio ALL DP52 Factibilidad Construcción Sistema de Drenaje Urbano Zona Sur Poniente de Santiago, Región Metropolitana. DOH - Arrau Ingeniería SpA, Enero 2018. 3-26
2.6 OTROS ANTECEDENTES 3-95
2.7 Tren a Melipilla 3-95
2.8 Conservación y Mantención Canal Santa Marta, Constructora Tecnoterra, 2019. 3-96
2.9 Plano de Puente Santa Marta, Camino Santiago a Melipilla 3-97
3 VISITAS A TERRENO EN DÍAS DE LLUVIA 4-1
3.1 ANTECEDENTES PLUVIOMÉTRICOS 4-1
3.2 RECORRIDOS 4-2
3.3 COMENTARIOS 4-4
4 CATASTRO COMPLEMENTARIO DE AGUAS LLUVIAS 5-1
4.1 SUMIDEROS 5-1
4.2 CÁMARAS DE AGUAS LLUVIA 5-2
5 CATASTRO SERVICIOS EN FAJA TOPOGRÁFICA Y POZOS EXPLORATORIOS 6-1
5.1 DESCARGAS 6-1
5.2 ACCESOS VEHICULARES Y PEATONALES 6-2
5.3 CRUCES AÉREOS 6-13
5.4 NITRODUCTOS 6-15
5.5 OLEDUCTO ENAP 6-15
5.6 OLEDUCTO SONACOL 6-19
5.7 METROGAS 6-23
5.8 AGUAS ANDINAS 6-25
5.9 ÁRBOLES AFECTADOS POR CONSTRUCCIÓN 6-26
5.9.1 Contabilidad de árboles afectados 6-26
5.9.2 Medidas de compensación 6-27
5.10 AUTOPISTA DEL SOL 6-28
5.11 CANALISTAS 6-28
5.12 MODIFICACIÓN DE SERVICIOS DE AGUA POTABLE Y AGUAS SERVIDAS 6-29
5.12.1 Agua Potable 6-31
5.12.2 Aguas Servidas 6-33
5.13 PROYECTO CRUCE BAJO LÍNEA EFE Y CAMINO A MELIPILLA 6-34
6 TOPOGRAFÍA COMPLEMENTARIA 7-1
6.1 GENERALIDADES 7-1
6.2 LEVANTAMIENTOS Y PERFILES TRANSVERSALES 7-1

6.2.1 Área prioritaria Cruce Camino a Melipilla 7-1
6.2.2 Sector Complementario 7-3
7 MECÁNICA DE SUELOS 8-1
7.1 Calicatas 8-1
7.2 Ensayos realizados 8-7
7.3 Informe Mecánica de Suelos 8-8
8 PREINFORME JURÍDICO 9-1
8.1 FASE CONSTRUCTIVA I 9-1
8.2 FASE CONSTRUCTIVA II 9-2
8.3 FASE CONSTRUCTIVA III 9-2
9 MODELACIÓN SWMM 10-7
9.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 10-7
9.2 MODIFICACIONES A LA MODELACIÓN SWMM 10-7
9.2.1 Áreas aportantes 10-8
9.2.2 Sumideros 10-10
9.2.3 Calle Silva Carvallo 10-11
9.2.4 Colectores 10-11
9.2.5 Descarga Canal Lo Espejo en Canal Santa Marta 10-12
9.3 CANAL SANTA MARTA CON PROYECTO FASE CONSTRUCTIVA I 10-13
9.3.1 Descripción 10-13
9.3.2 Resultados de la Modelación SWMM 10-14
9.4 CANAL SANTA MARTA CON PROYECTO FASES CONSTRUCTIVAS I, II y III 10-18
9.4.1 Descripción 10-18
9.4.2 Resultados de la Modelación SWMM 10-19
9.4.3 Escurrimiento en Calles 10-24
9.4.4 Factibilidad de Descarga de Colectores 10-28
10 FASE CONSTRUCTIVA I – ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS 11-1
10.1 GENERALIDADES 11-1
10.2 CRITERIOS DE DISEÑO 11-2
10.2.1 CRITERIOS GENERALES 11-2
10.2.2 CAUDAL DE DISEÑO 11-2
10.2.3 Coeficiente de Rugosidad de Manning 11-2
10.2.4 Velocidades Admisibles 11-3
10.2.5 CAUDAL DE DISEÑO 11-4
10.3 ESTUDIO DE ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN 11-4
10.3.1 ALTERNATIVAS Tramo 1 11-5
10.3.2 ALTERNATIVA Tramo 2. 11-7
10.3.3 Secciones Tipo 11-8
10.3.4 Obra de disipación 11-9
10.3.5 Interferencias con obras Tren a Melipilla. 11-10
10.3.6 Piques y cámaras de inspección. 11-12
10.4 MODELACIÓN HIDRÁULICA. 11-12
10.5 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS 11-22
10.6 PRESUPUESTOS ALTERNATIVAS 11-1
11 FASE CONSTRUCTIVA I-DISEÑO DEFINITIVO 12-8
11.1 GENERALIDADES 12-8
11.2 DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS 12-9
11.2.1 Obra de entrada, gradas de bajada. 12-9
11.2.2 Cajón de hormigón armado in situ. 12-11
11.2.3 Cámara de limpieza. 12-11

11.2.4 Chimeneas de inspección. 12-11
11.2.5 Obra de salida, enrocado consolidado de protección. 12-12
11.2.6 Sumideros 12-13
11.3 DISEÑO HIDRÁULICO 12-21
11.3.1 Modelación HEC-RAS 12-21
11.3.2 Análisis situación con Fase Constructiva I construida y Fase Constructiva II sin construir 12-22
11.3.3 Obra de entrada gradas de bajada 12-30
11.3.4 Obra de salida enrocado consolidado. 12-33
11.4 VERIFICACIÓN HIDRÁULICA DE SUMIDEROS Y DESCARGAS 12-42
11.5 INTERFRENCIAS Y MODIFICACIONES DE SERVICIOS 12-45
11.5.1 Descargas. 12-45
11.5.2 Cruces aéreos. 12-46
11.5.3 Metrogas. 12-46
11.5.4 Proyecto cruce bajo línea EFE y Camino a Melipilla. 12-47
11.5.5 Modificación de servicios de agua potable y aguas servidas. 12-50
11.6 ROTURA Y REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS Y MODIFICACIÓN O ELIMINACIÓN DE PUENTES 12-53
11.6.1 Rotura y reposición de pavimentos. 12-53
11.6.2 Transformación y/o eliminación de puentes. 12-54
11.7 PAISAJISMO 12-57
11.7.1 Generalidades 12-57
11.7.2 Propuesta 12-57
11.7.3 Criterios principales de diseño. 12-58
11.7.4 Gestiones ante el Municipio 12-62
11.7.5 RESPUESTA A LAS OBSERVACIONES DEL MUNICIPIO 12-63
11.7.6 SISTEMA DE RIEGO 12-64
11.8 ESPECIFICACINES TÉCNICAS GENERALES 12-65
11.9 CUBICACIÓN Y PRESUPUESTO 12-66
11.9.1 Cubicación 12-66
11.9.2 Presupuesto 12-75
11.10 PROGRAMA DE CONSTRUCCIÓN 12-80
11.10.1 frentes de trabajo 12-80
11.10.2 Planificación Global 12-80
11.10.3 Consideraciones Generales 12-82
11.10.4 Secuencia Constructiva 12-82
11.10.5 Instalación de Faenas 12-89
11.10.6 Organización y Personal 12-90
11.10.7 Maquinaria para ejecución de actividades principales 12-91
11.10.8 Rendimientos y duraciones actividades principales 12-92
11.11 CARTA GANTT 12-95
12 FASE CONSTRUCTIVA II 13-1
12.1 GENERALIDADES 13-1
12.2 CRITERIOS DE DISEÑO 13-1
12.2.1 Criterios generales. 13-1
12.2.2 Caudal de Diseño 13-2
12.2.3 Coeficiente de Rugosidad de Manning 13-2
12.2.4 Velocidades Admisibles 13-3
12.2.5 CAUDAL DE DISEÑO 13-4
12.3 DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS 13-4
12.3.1 Cajón de hormigón armado in situ. 13-4
12.3.2 Cámara de limpieza. 13-4
12.3.3 Chimeneas de inspección. 13-5

12.3.4 Inicio del tramo. 13-5
12.3.5 Inicio Fase Constructiva II, Obra de Toma y Obra de Conducción y Entrega a canal Lo Bosquino. 13-6
12.3.6 Cruce de Autopista del Sol, alargue alcantarilla existente. 13-8
12.3.7 Obra de empalme entre cajón entubamiento canal y alargue alcantarilla. 13-11
12.3.8 Obra de salida alcantarilla Autopista del Sol 13-11
12.3.9 Enrocado de protección. 13-1
12.3.10 Sumideros 13-2
12.4 VERIFICACIÓN HIDRÁULICA 13-11
12.4.1 Río Mapocho 13-11
12.4.2 Modelo HEC-RAS. 13-13
12.4.3 Canal Lo Bosquino. 2
12.4.4 Obra de salida alcantarilla Autopista del Sol. 4
12.4.5 Verificación Hidráulica de Sumideros y Descargas 5
12.5 INTERFRENCIAS Y MODIFICACIONES DE SERVICIOS 8
12.5.1 Descargas. 8
12.5.2 Cruces aéreos. 8
12.5.3 Metrogas. 9
12.5.4 Aguas Andinas. 10
12.5.5 Árboles afectados. 10
12.5.6 Modificación de servicios de agua potable y aguas servidas. 12
12.5.7 Autopista del Sol. 15
12.5.8 ASOCIACIÓN DE CANALES DEL MAIPO. 16
12.6 ROTURA Y REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS Y MODIFICACIÓN O ELIMINACIÓN DE PUENTES 16
12.6.1 Rotura y reposición de pavimentos. 16
12.6.2 Transformación y/0 eliminación de puentes. 18
12.7 PAISAJISMO 13-1
12.7.1 Generalidades 13-1
12.7.2 Propuesta 13-2
12.7.3 Criterios Principales de diseño 13-3
12.7.4 Gestiones ante el Municipio 13-6
12.7.5 RESPUESTA A LAS OBSERVACIONES DEL MUNICIPIO 13-7
12.7.6 SISTEMA DE RIEGO 13-9
12.8 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS ESPECIALES 13-9
12.9 CUBICACIÓN Y PRESUPUESTO 13-10
12.9.1 Cubicación 13-10
12.9.2 Presupuesto 13-18
12.10 PROGRAMA DE CONSTRUCCIÓN 13-23
12.10.1 Frentes de Trabajo 13-23
12.10.2 Planificación Global 13-23
12.10.3 Consideraciones Generales 13-23
12.10.4 Secuencia Constructiva 13-24
12.10.5 Instalación de Faenas 13-29
12.10.6 Organización y Personal 13-30
12.10.7 Maquinaria para ejecución de actividades principales 13-31
12.10.8 Rendimientos y duraciones actividades principales 13-32
12.11 CARTA GANTT 13-35
13 FASE CONSTRUCTIVA III - diseño definitivo 14-1
13.1 GENERALIDADES 14-1
13.2 CRITERIOS DE DISEÑO 14-1
13.2.1 Criterios generales. 14-1

13.2.2 Caudal de Diseño 14-2
13.2.3 Coeficiente de rugosidad de Manning 14-2
13.2.4 Velocidades admisibles 14-2
13.2.5 CAUDAL DE DISEÑO 14-3
13.3 DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS 14-3
13.3.1 Cajón de hormigón armado in situ. 14-3
13.3.2 Cámara de limpieza. 14-4
13.3.3 Chimeneas de inspección. 14-4
13.3.4 Inicio del tramo. 14-4
13.3.5 Fin del tramo. 14-8
13.3.6 Sumideros 14-9
13.4 VERIFICACIÓN HIDRÁULICA 14-17
13.4.1 Modelación HEC-RAS 14-17
13.4.2 Descarga canal Lo Espejo. 14-2
13.4.3 Verificación Hidráulica de Sumideros y Descargas 14-11
13.5 INTERFERENCIAS Y MODIFICACIONES DE SERVICIOS 14-12
13.5.1 Descargas 14-12
13.5.2 Accesos vehiculares y peatonales. 14-13
13.5.3 Cruces aéreos. 14-24
13.5.4 Nitroducto. 14-25
13.5.5 Oleoducto ENAP. 14-25
13.5.6 Oleoducto SONACOL. 14-29
13.5.7 Metrogas. 14-33
13.5.8 Aguas Andinas. 14-33
13.5.9 Árboles afectados. 14-33
13.5.10 Modificación de servicios de agua potable y aguas servidas. 14-33
13.5.11 ASOCIACIÓN DE CANALES DEL MAIPO 14-35
13.6 ROTURA Y REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS Y MODIFICACIÓN O ELIMINACIÓN DE PUENTES 14-36
13.6.1 Rotura y reposición de pavimentos. 14-36
13.6.2 Transformación y/o eliminación de puentes. 14-37
13.7 PAISAJISMO 14-38
13.7.1 Generalidades 14-38
13.7.2 Propuesta 14-39
13.7.3 Criterios Principales de diseño 14-40
13.7.4 Gestiones ante el Municipio 14-43
13.7.5 RESPUESTA A LAS OBSERVACIONES DEL MUNICIPIO 14-44
13.7.6 SISTEMA DE RIEGO 14-46
13.8 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS ESPECIALES 14-46
13.9 CUBICACIÓN Y PRESUPUESTO 14-47
13.9.1 Cubicación 14-47
13.9.2 Presupuesto 14-55
13.10 PROGRAMA DE CONSTRUCCIÓN 14-59
13.10.1 Frentes de Trabajo 14-59
13.10.2 Planificación Global 14-59
13.10.3 Consideraciones Generales 14-59
13.10.4 Secuencia Constructiva 14-60
13.10.5 Construcción canal provisorio para desvío de cauce Fase Constructiva III 14-66
13.10.6 Instalación de Faenas 14-70
13.10.7 Organización y Personal 14-71
13.10.8 Maquinaria para ejecución de actividades principales 14-72
13.10.9 Rendimientos y duraciones actividades principales 14-73
13.11 CARTA GANTT 14-76

14 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS 15-3
14.1 LISTA RECURSOS 15-3
14.2 LISTA PRECIOS UNITARIOS 15-6
14.3 CONSTRUCCIÓN DE PRECIOS UNITARIOS 15-9
15 ACTUALIZACIÓN EVALUACIÓN ECONÓMICA 16-1
15.1 GENERALIDADES 16-1
15.2 OBJETIVOS Y ALCANCES 16-6
15.3 BENEFICIOS DEL CANAL SANTA MARTA 16-7
15.3.1 Propiedades residenciales 16-7
15.3.2 Terrenos baldíos anegadizos 16-7
15.3.3 Propiedades comerciales 16-8
15.3.4 Propiedades industriales 16-8
15.3.5 Establecimientos públicos e institucionales 16-9
15.3.6 Reparación de vehículos 16-9
15.3.7 Costo generalizado de Viajes (CGV) 16-10
15.3.8 Infraestructura Vial 16-10
15.3.9 Ausentismo laboral 16-11
15.3.10 Ausentismo escolar 16-11
15.3.11 Gastos de emergencia y mantención 16-12
15.4 EGRESOS DEL CANAL SANTA MARTA 16-12
15.5 EVALUACIÓN ECONÓMICA 16-13
15.6 ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD 16-15
15.7 CONSIDERACIONES ADICIONALES 16-15
16 SISTEMA DE INFOMACIÓN GEOGRÁFICO (SIG) 17-1
16.1 ANTECEDENTES GENERALES 17-1
16.2 METODOLOGÍA GENERAL 17-1
16.3 INFORMACIÓN PRESENTADA 17-2
16.4 CAMPOS DE INFORMACIÓN 17-3
17 ESTUDIO DE ANÁLISIS AMBIENTAL 18-1
18 PARTICIPACIÓN CIUDADANA 19-1
18.1 INTRODUCCIÓN 19-1
18.2 ACTIVIDADES REALIZADAS SEGÚN ETAPAS 19-1
18.3 PRINCIPALES CONCLUSIONES 19-2

TOMO XIV INDICE DETALLADO ESTUDIO DE ANÁLISIS AMBIENTAL (EAA)

1 RESUMEN EJECUTIVO 1-1
2 INTRODUCCIÓN 2-3
3 OBJETIVOS 3-6
3.1.1 Objetivo general 3-6
3.1.2 Objetivos específicos 3-6
4 DESCRIPCIÓN DE PROYECTO 4-8
4.1 Metodología 4-8
4.2 Resultados 4-8
4.2.1 Generalidades 4-8

4.2.2 Vida útil 4-9
4.2.3 Etapas del Proyecto 4-9
4.2.4 Montos de inversión 4-9
4.2.5 Descripción de Obras 4-10
4.2.6 Descripción por fases del Proyecto 4-24
4.2.7 Fase de Construcción 4-24
4.2.8 Fase de Operación 4-28
4.2.9 Fase de Cierre 4-29
4.3 Resumen 4-30
5 LÍNEA DE BASE 5-32
5.1 Medio Físico 5-32
5.1.1 Clima y meteorología 5-32
5.1.2 Suelos 5-37
5.1.3 Hidrografía e Hidrología superficial 5-47
5.1.4 Calidad de Aguas 5-54
5.1.5 Ruido 5-65
5.2 Medio Biótico 5-71
5.2.1 Flora y vegetación 5-71
5.2.2 Fauna terrestre 5-92
5.2.3 Fauna acuática 5-105
5.3 Medio Humano, Construido y Uso de Suelo 5-119
5.4 Patrimonio Arqueológico y Cultural 5-171
5.5 Bibliografía 5-187
6 ANÁLISIS E IDENTIFICACIÓN DE IMPACTOS 6-194
6.1 Metodología 6-194
6.1.1 Identificación de impactos 6-194
6.1.2 Descripción de los impactos 6-195
6.1.3 Evaluación de impactos 6-195
6.2 Resultados 6-201
6.2.1 Identificación y descripción de impactos 6-201
6.2.2 Evaluación de impactos ambientales 6-205
6.3 Conclusiones 6-217
7 MARCO LEGAL Y PLAN DE CUMPLIMIENTO 7-219
7.1 Metodología 7-219
7.1.1 Normativa Ambiental Aplicable 7-219

7.1.2 Análisis de Instrumentos de Planificación Territorial 7-220
7.1.3 Análisis de aplicabilidad de Permisos Sectoriales (Ambientales) 7-220
7.2 Resultados 7-220
7.2.1 Normativa de carácter general aplicable al Proyecto 7-220
7.2.2 Normativa específica aplicable al Proyecto 7-224
7.2.3 Análisis de aplicabilidad de Permisos Sectoriales (Ambientales) 7-254
7.2.4 Análisis de Instrumentos de Planificación Territorial (IPT) 7-258
7.3 Conclusiones 7-261
8 ANÁLISIS DE PERTINENCIA DE INGRESO AL SEIA 8-263
8.1 Metodología 8-263
8.2 Resultados 8-263
8.2.1 Antecedentes según Ord. N°131456/2013 SEA 8-263
8.2.2 Análisis de Pertinencia 8-265
8.3 Conclusiones 8-275
9 PLAN DE MANEJO AMBIENTAL Y CONTROL DE MOLESTIAS 9-276
9.1 Plan de Manejo Ambiental 9-276
9.1.1 Fase de Construcción 9-279
9.2 Plan de Control de Molestias 9-289
9.2.1 Propuesta de acciones específicas de coordinación 9-289
9.2.2 Protocolos de información a la comunidad 9-290
9.2.3 Protocolos de accesos peatonales y vehiculares 9-291
9.2.4 Protocolos de seguridad 9-291
9.2.5 Protocolo de control de roedores 9-291
10 FICHAS RESUMEN PLANES 10-293
10.1 Plan de Cumplimiento Normativo Ambiental 10-293
10.2 Plan de Manejo Ambiental 10-298
11 ESPECIFICACIONES AMBIENTALES ESPECIALES (EAE), COSTOS Y BASES DE MEDICIÓN Y PAGO (BMP) 11-301
11.1 Especificaciones Ambientales Especiales (EAE) 11-301
11.1.1 Medidas ambientales generales 11-301
11.1.2 Plan de Cumplimiento Normativo 11-301
11.1.3 Plan de Manejo Ambiental 11-301
11.1.4 Plan de Control de Molestias 11-301
11.2 Bases de Medición y Pago (BMP) 11-302
11.2.1 Plan de Cumplimiento Normativo Ambiental 11-302
11.2.2 Plan de Manejo Ambiental 11-303

11.2.3 Plan de Control de Molestias 11-305
12 APÉNDICES 12-306
12.1 Apéndice 12.1. Permiso de Pesca de Investigación 12-307
12.2 Apéndice 12.2. Estimación de Emisiones (Construcción) 12-308
12.2.1 Metodología 12-308
12.2.2 Resultados 12-311
12.3 Apéndice 12.3. Certificados Laboratorio Calidad del Agua 12-315
12.4 Apéndice 12.4. Costos Ambientales 12-317
- Apéndice 12.4. Costos Ambientales. Fase Constructiva I 12-317
- Apéndice 12.4. Costos Ambientales. Fase Constructiva II 12-317
- Apéndice 12.4. Costos Ambientales. Fase Constructiva III 12-317

TOMO XV INDICE DETALLADO PARTICIPACIÓN CIUDADANA (PAC)

1. INTRODUCCIÓN 5
2 RESUMEN EJECUTIVO DEL PROCESO DE PARTICIPACIÓN CIUDADANA 5
3 OBJETIVOS DE LA PARTICIPACIÓN CIUDADANA 9
3.1 OBJETIVO GENERAL 9
3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS 9
3.3 RESULTADOS SEGÚN OBJETIVOS ESPECÍFICOS 10
4 METODOLOGÍA UTILIZADA EN EL PROCESO 12
5 ACTIVIDADES REALIZADAS 13
7 ANALISIS, HALLAZGOS y RECOMENDACIONES 15

8 ENFOQUE DE GENERO....16
9 CONCLUSIONES....18
10 BIBLIOGRAFÍA UTILIZADA....18

APÉNDICE 1 Oficio Inicio Estudio
APÉNDICE 2 Plan de Trabajo
APÉNDICE 3 Descripción de Trazado del Canal Santa Marta
APÉNDICE 4 Plano Regulador Comuna de Maipú.
APÉNDICE 5 Respuestas Transparencia
APÉNDICE 6 Área de Influencia JJVV
APÉNDICE 7 Oficio Municipalidad Organizaciones indígenas
APÉNDICE 8 Oficio CONADI
APÉNDICE 9 Catastro de Actores
APÉNDICE 10 Pertinencia indígena
APÉNDICE 11 Entrevistas
APÉNDICE 12 Encuentros de Inicio
APÉNDICE 13 Encuentros de Avance
APÉNDICE 14 Encuentros Finales
APÉNDICE 15 Ficha de Cierre
APÉNDICE 16 Matriz de Riesgo
APÉNDICE 17 Registro de Inquietudes

TOMO XX - ÍNDICE DETALLADO MEMORIA PROYECTO MODIFICADO

1 INTRODUCCIÓN 1
1.1 ANTECEDENTES GENERALES....1
1.2 OBJETIVOS Y ALCANCES DE LA ETAPA 7B....2
2 RECOPILACIÓN DE ANTECEDENTES 1
2.1 INFORME MECÁNICA DE SUELOS....1
2.2 EFE....5
2.3 ENEL....5
2.4 METROGAS....5
2.5 AGUA POTABLE Y AGUAS SERVIDAS....6
2.5.1 AGUA POTABLE....6
2.5.2 AGUAS SERVIDAS....6
2.6 ESTRUCTURAS....7
2.7 SUMIDEROS....7
2.8 PROYECTO CRUCE BAJO LÍNEA EFE Y CAMINO A MELIPILLA....7

2.9 PLANO PUENTE SANTA MARTA, CAMINO A MELIPILLA 8
3 MODIFICACIÓN CRUCE CAMINO A MELIPILLA Y EFE 1
3.1 GENERALIDADES 1
3.2 CAMBIO DE TRAZADO 1
3.3 CAMBIO DE MATERIALIDAD 2
3.4 OBRAS DE EMERGENCIA Y DEFINITIVAS 2
3.4.1 GENERALIDADES 2
3.4.2 OBRAS DE EMERGENCIA, FASE I.1 3
3.4.3 OBRAS DEFINITIVAS, FASE I.3 28
3.5 INTERFERENCIAS Y MODIFICACIONES DE SERVICIOS 33
3.5.1 METROGAS 33
3.5.2 MODIFICACIÓN DE SERVICIOS DE AGUA POTABLE Y AGUAS SERVIDAS 34
3.5.3 PROYECTO DE CRUCE BAJO CAMINO A MELIPILLA 35
3.5.4 PROYECTO DE CRUCE BAJO LÍNEA EFE 35
3.5.5 ENEL 35
3.5.6 ROTURA Y REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS 36
3.6 INSTRUMENTACIÓN 36
4 PROGRAMA DE CONSTRUCCIÓN 1
4.1 ASPECTOS GENERALES 1
4.1.1 PLANIFICACIÓN GLOBAL 1
4.1.2 CONSIDERACIONES GENERALES 1
4.1.3 INSTALACIÓN DE FAENAS 2
4.1.4 ORGANIZACIÓN Y PERSONAL 3
4.1.5 MAQUINARIA PARA EJECUCIÓN DE ACTIVIDADES PRINCIPALES 4
4.2 ASPECTOS PARTICULARES FASE CONSTRUCTIVA I.1 4
4.2.1 FRENTES DE TRABAJO 4
4.2.2 SECUENCIA CONSTRUCTIVA 5
4.2.3 RENDIMIENTOS Y DURACIONES ACTIVIDADES PRINCIPALES 6
4.2.4 CARTA GANTT 8
4.3 ASPECTOS PARTICULARES FASE CONSTRUCTIVA I.2 9
4.3.1 FRENTES DE TRABAJO 9
4.3.2 SECUENCIA CONSTRUCTIVA 9
4.3.3 RENDIMIENTOS Y DURACIONES ACTIVIDADES PRINCIPALES 17
4.3.4 CARTA GANTT 21
4.4 ASPECTOS PARTICULARES FASE CONSTRUCTIVA I.3 23
4.4.1 FRENTES DE TRABAJO 23
4.4.2 SECUENCIA CONSTRUCTIVA 23
4.4.3 RENDIMIENTOS Y DURACIONES ACTIVIDADES PRINCIPALES 31
4.4.4 CARTA GANTT 35
5 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS 1
6 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS 1
6.1 LISTA DE RECURSOS 1
6.2 LISTA DE PRECIOS UNITARIOS 5
6.3 CONSTRUCCIÓN DE PRECIOS UNITARIOS 7
6.4 COMPARACIÓN PRECIOS UNITARIOS PRESENTE CONSULTORÍA CON PRECIOS DEPTO. DE CONDTRUCCIÓN DOH 24
7 CUBICACIÓN Y PRESUPUESTO 1
7.1 CUBICACIÓN 1
7.2 PRESUPUESTO 11

Anexo 9

MEMORIAS DE CÁLCULO ESTRUCTUTAL

Anexo 9.1

Memorias Varias

Anexo 9.1.1

Cámara Chimenea Cajón Fase I

PROYECTO CANAL DE EVACUACIÓN DE AGUAS LLUVIAS SANTA MARTA

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL
CÁMARA DE INSPECCIÓN, CHIMENEAS Y SECCIÓN CAJÓN

Rev.D



Mauricio Muñoz Piña

Ingeniero Civil
Universidad Central

Santiago, 04 de julio de 2022

Contenido

1 DESCRIPCIÓN GENERAL 4
2 BASE DE CÁLCULO GENERAL 8
3 CÁMARA DE INSPECCIÓN DE LIMPIEZA 10
3.1 MODELO DE ANÁLISIS 10
3.2 CASOS Y COMBINACIONES DE CARGAS 11
3.3 VERIFICACIÓN DE FISURACIÓN POR RETRACCIÓN Y TEMPERATURA 20
3.4 CÁLCULOS DE ESFUERZOS Y RESULTADOS 21
3.5 PRESIONES EN EL SUELO DE FUNDACIÓN 33
3.6 ESFUERZOS RESULTANTES PARA CÁMARAS H = 2,0M 35
4 SECCIÓN TÍPICA DEL CANAL H=3,2M 37
4.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 37
4.2 CARGAS ACTUANTES 38
4.3 ESFUERZOS RESULTANTES 42
5 SECCIÓN TÍPICA DEL CANAL H=2,0M 44
6 CÁLCULO DE LOSETA 45
6.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 45
6.2 CARGAS ACTUANTES Y ESFUERZOS RESULTANTES 45
7 CÁLCULO DE CHIMENEAS DE INSPECCIÓN 47
7.1 CARGAS ACTUANTES 48
7.2 ESFUERZOS RESULTANTES 51
8 VERIFICACIÓN TUBERÍA COLGANTE BAJO CRUCE CAMINO MELIPILLA 59
9 SECCIÓN CAJÓN CRUCE DE FERROCARRIL 61
9.1 DESCRIPCIÓN 62
9.2 BASE DE CÁLCULO 63
9.3 MODELO DE ANÁLISIS 66
9.4 CASOS Y COMBINACIONES DE CARGAS 66
9.5 VERIFICACIÓN DE FISURACIÓN POR RETRACCIÓN Y TEMPERATURA 76
9.6 CÁLCULOS DE ESFUERZOS Y RESULTADOS 78
9.7 PRESIONES EN EL SUELO DE FUNDACIÓN 81
9.8 9.8 ESQUEMA TÍPICO DISEO FINAL BAJO CRUCE FERROVIARIO 83
10 OBRA DE ENTRADA 83
10.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 83
10.2 BASE DE CÁLCULO 84
10.3 MODELO DE ANÁLISIS 87
10.4 CASOS Y COMBINACIONES DE CARGAS 87
10.5 ANALISIS DE ESTABILIDAD 97
10.6 VERIFICACIÓN DE FISURACIÓN POR RETRACCIÓN Y TEMPERATURA 99

10.7 RESULTADOS DE LA MODELACION Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA 101
10.8 VERIFICACIONES DEL CORTE 114
10.9 ANÁLISIS DE FISURACIÓN PARA CONDICIONES DE SERVICIO 120
10.10 ANÁLISIS DE PRESIONES DE CONTACTO EN EL SUELO PARA CONDICIONES DE SERVICIO 124

11 OBRA DE SALIDA 126
11.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 126
11.2 BASE DE CÁLCULO 127
11.3 MODELO DE ANÁLISIS 129
11.4 CASOS Y COMBINACIONES DE CARGAS 130
11.5 ANALISIS DE ESTABILIDAD 141
11.6 VERIFICACIÓN DE FISURACIÓN POR RETRACCIÓN Y TEMPERATURA 145
11.7 RESULTADOS DE LA MODELACION Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA 146
11.8 VERIFICACIÓN DEL CORTE 156
11.9 ANÁLISIS DE FISURACIÓN PARA CONDICIONES DE SERVICIO 163
11.10 ANÁLISIS DE PRESIONES DE CONTACTO EN EL SUELO PARA CONDICIONES DE SERVICIO 164

1 DESCRIPCIÓN GENERAL

El proyecto **ALLDP-58 Diseño Definitivo Canal de Evacuación de Aguas lluvias Santa Marta** incluye en su trazado varias obras civiles que deben ser analizadas estructuralmente, las que se detallan a continuación:

- Cámara de inspección de limpieza
- Tapas removibles de cámaras de inspección de limpieza
- Chimeneas de inspección
- Sección de canal típica en cajón rectangular (3,0x2,2m)
- Sección de canal en cruce de Ferrocarril
- Obra de entrada
- Obra de salida, en descarga al canal abierto
- Verificación tubería colgante en cruce Camino Melipilla.

La presente memoria expone el cálculo y diseño estructural de la obras señaladas, para el proyecto de consultoría indicado, ubicado en la comuna de Maipú, ciudad de Santiago. Se muestra en primer lugar una imagen satelital con el emplazamiento del proyecto y luego algunas plantas y elevaciones de la cámara de inspección tipo, como obra principal del proyecto. Existen 16 cámaras en todo el trazado del canal, con distintas alturas de la chimenea de acceso, las que se indican más adelante en un cuadro resumen.

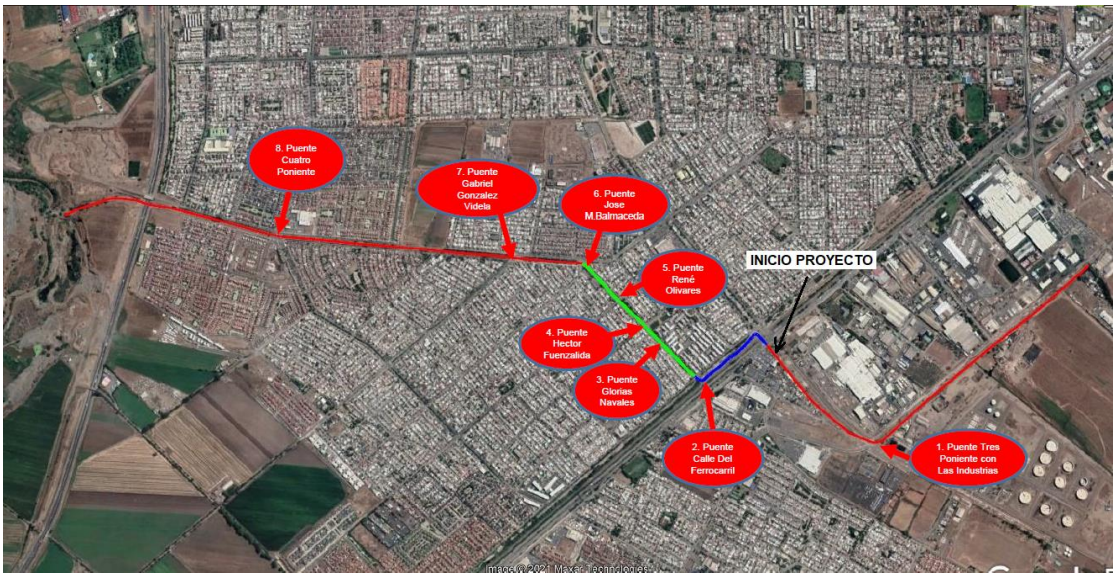


Figura 1– Emplazamiento general del proyecto

En la Figura 1 se muestra el trazado completo del actual canal Santa Marta y el punto de inicio del nuevo canal proyectado (sobre el mismo eje del existente, pero en cajón enterrado). Se indican también los puentes que cruzará el canal a lo largo de los casi 2,0 Km de recorrido. Cabe señalar que en estas zonas de cruce bajo puente existentes se proyecta ejecución de pilas de socalzado bajo los estribos de puentes, para que estos no sean afectados durante las excavaciones que requiere el nuevo canal. De este modo el canal no requiere verificación alguna en la zona de cruce y tampoco se proyecta alguna obra civil especial (solo se verifica la tubería colgando del puente en cruce Camino Melipilla).

A continuación se muestran las formas (solo dimensiones hidráulicas) de la cámara de inspección. La cámara de limpieza es simplemente un módulo tipo de largo L=12,1m, con escotilla de acceso de altura variable según la cota de tapa definida en planos hidráulicos. La sección y módulo tipo del canal es un módulo del mismo largo y sin la escotilla, por lo tanto se usará el mismo modelo para la obtención de fuerzas de diseño, evaluadas en sus extremos donde no existe mayor influencia de la escotilla.

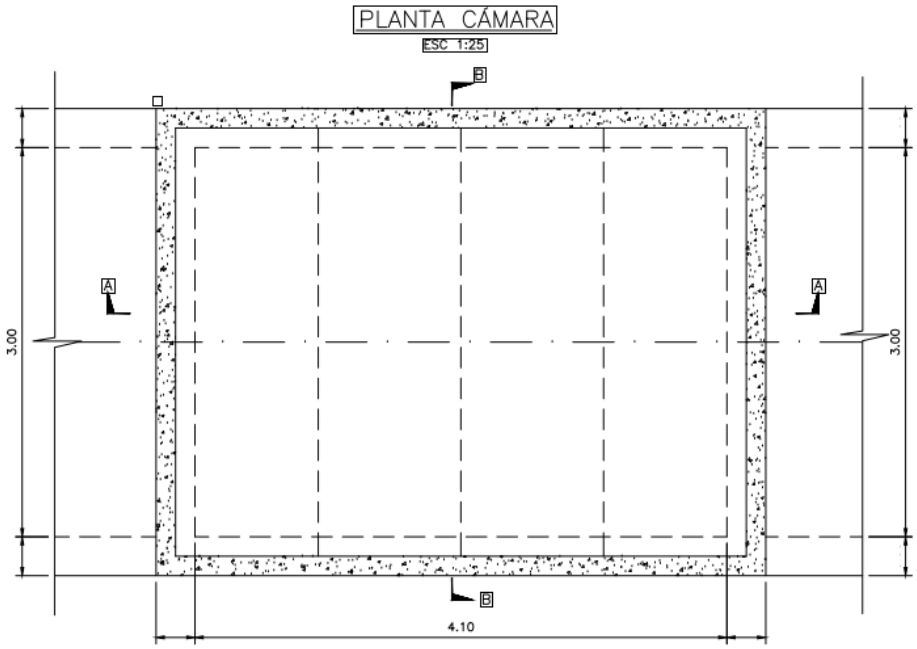


Figura 2– Planta cámara de inspección típica (CI)

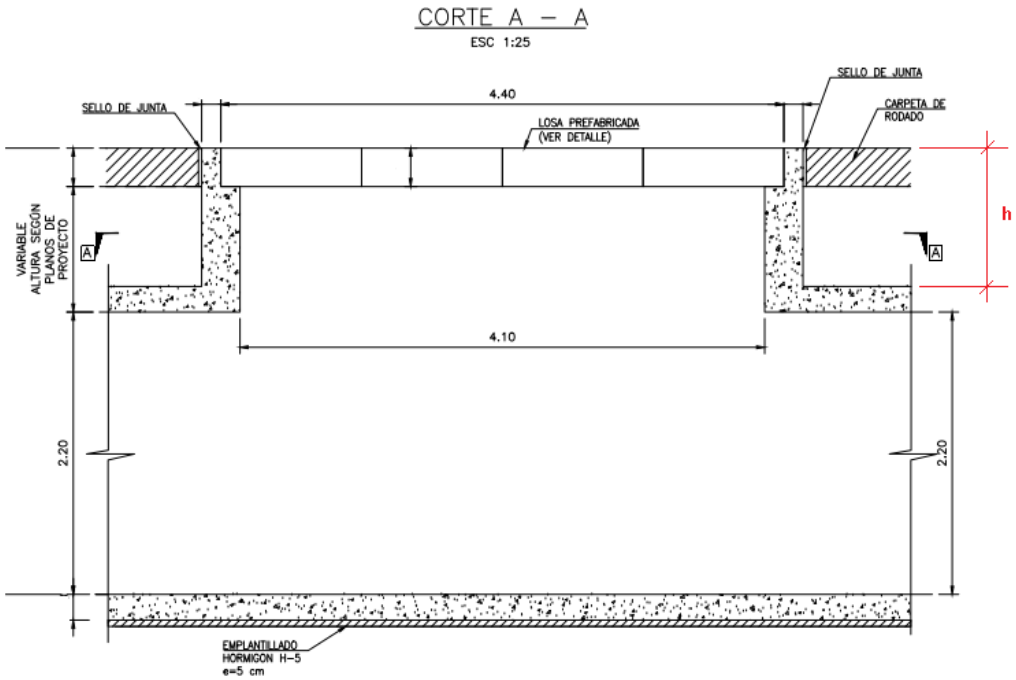


Figura 3 – Corte longitudinal de CI

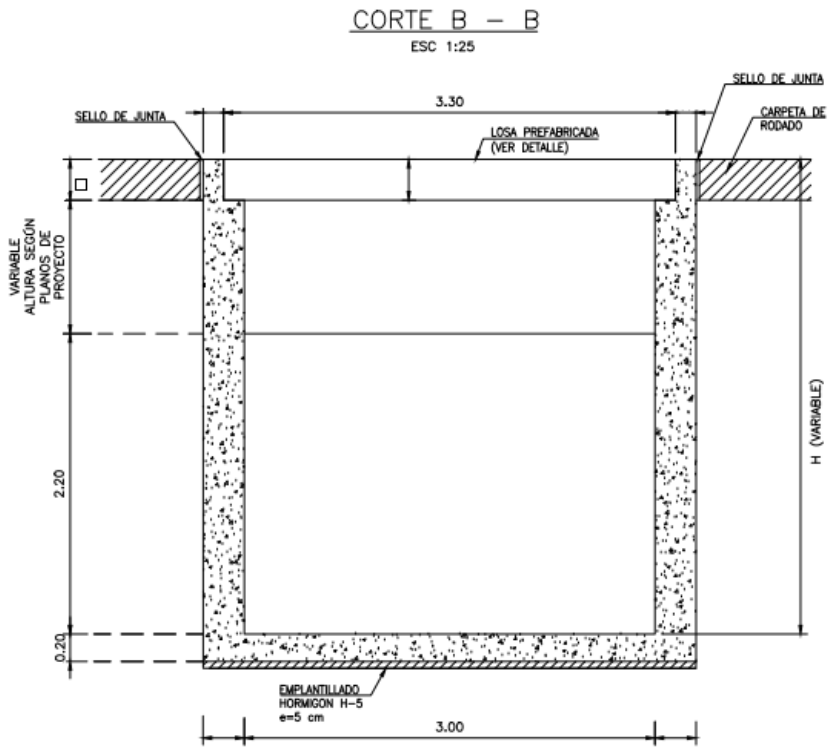


Figura 4 – Corte transversal de CI

Se cuenta como información base con el siguiente cuadro de dimensiones, según planos hidráulicos.

Tabla 1 – Dimensiones de cámaras de limpieza

N°	Dm	Cota		H
		Radier	Tapa	m
1	40	470.35	475.6	5.25
2	163	469.54	474.78	5.24
3	252	468.95	474.7	5.75
4	361	468.24	473.87	5.63
5	480	467.45	472.75	5.3
6	601	466.65	471.18	4.53
7	710	465.93	471.11	5.18
8	819	465.22	470.29	5.07
9	931	464.48	468.88	4.4
10	1060	463.62	468.21	4.59
11	1174	462.87	468.07	5.2
12	1302	462.03	466.63	4.6
13	1399	461.39	465.17	3.78
14	1516	460.62	464.17	3.55
15	1631	459.85	462.87	3.02
16	1752	459.06	461.62	2.56

Para el diseño se cuenta con los siguientes antecedentes:

- Planos hidráulicos (formas) de la cámara y sección tipo.
- Planos de planta y perfil hidráulico.
- Informe Referencial de Mecánica de Suelos (R&V Ingenieros, abril 2020)

Se realiza un modelo computacional de elementos finitos (placas) en programa Risa3D para cámaras de limpieza y chimeneas.

2 BASE DE CÁLCULO GENERAL

Cargas	Peso específico normal suelo relleno lateral:	2.0 ton/m^3
Materiales	Hormigón estructural:	G25
	Hormigón emplantillado:	G5
	γh (peso especifico hormigón):	2.5 ton/m^3
	Acero refuerzo (f_y=4200 kg/cm^2):	A630-420H
Datos del suelo	σ_{est} =	4.0 kg/cm^2
	σ_{sis} =	6.0 kg/cm^2
	k_{30} =	5.0 kg/cm^3
	ϕr (ángulo fricción)* =	40°
	Ko (constante de empuje en reposo)* =	0.36

*estos parámetros son típicos para un relleno granular de suelo sobre las paredes laterales de las cámaras. Los empujes laterales se tomarán en condición de reposo.

Datos sísmicos	Zona sísmica =	2
	Ao/g=	0.3
	Coef. Sís.máx.=	0.2
	C_R (coeficiente para empuje sísmico)* =	0,5
	ΔKs (coeficiente de empuje sísmico para chimeneas) =	0,125

*para cámaras y sección del canal se considera como empuje sísmico la recomendación de la NCh433.2009, al aplicar la siguiente carga uniforme en toda la altura, considera que las

cámaras son indeformables al estar enterradas y presentan una alta rigidez a la deformación lateral.

$$\sigma_s = 0{,}3*C_R*\gamma*h*Ao/g$$

Se considera también como verificación de la magnitud de la carga, la expresión recomendada en el Manual de Carreteras, tomándose el criterio que entregue el mayor empuje sísmico lateral (capítulo 3.1003.5 Estructuras Enterradas tipo Marco o Cajón). Se aplica a la sección del cajón una desangulación sísmica del suelo dada por la siguiente tabla (para aceleración máxima ao = 0,4g y asumiendo suelo gravo arenoso):

Tipo de suelo	Desangulación de diseño, θ_s		
	a_o = 0,3 g	a_o = 0,4 g	a_o = 0,5 g
Arenas	$7{,}5x10^{-4}$	$13x10^{-4}$	$20x10^{-4}$
Gravas arenosas	$2{,}5x10^{-4}$	$4x10^{-4}$	$5{,}5x10^{-4}$
Suelos finos y suelos con cementación			
q_u (kgf/cm^2)			
0,25	$18x10^{-2}$	$30x10^{-2}$	$44x10^{-2}$
1,00	$5{,}0x10^{-3}$	$21x10^{-3}$	$45x10^{-3}$
2,00	$11{,}0x10^{-4}$	$22x10^{-4}$	$35x10^{-4}$
4,00	$4{,}0x10^{-4}$	$6x10^{-4}$	$8{,}5x10^{-4}$
8,00	$2{,}5x10^{-4}$	$4x10^{-4}$	$5{,}5x10^{-4}$

Figura 5 – Deformación angular θs máxima según Manual de Carreteras para distintos tipos de suelo

θs = 0,0004

Se aplica a la sección un empuje de distribución triangular invertido de modo de producir la desangulación indicada (método simplificado), por lo tanto y dado que la altura del cajón medida entre ejes del radier y losa es de 2,5m, se tendrá la siguiente deformación lateral:

Δ = 0,0004*250 = 0,1cm.

<u>Consideraciones especiales</u>

- Para la obtención de esfuerzos se modeló la estructura con elementos finitos bidimensionales (placas) en programa RISA3D.
- Respecto al análisis de estabilidad, las presiones sobre el suelo de fundación se obtienen del mismo modelo aplicando las combinaciones de carga indicadas en ítem 4.

- No se realizan análisis de deslizamiento ni volcamiento por la condición de enterramiento que hace casi imposible ambos fenómenos.
- La presión lateral del suelo sobre los muros se aplica en condición de empuje en reposo.
- Por seguridad de la obra se considera el caso en que la cámara pueda estar absolutamente llenas de agua en el interior. Por lo anterior se considera un caso "normal" con cajón lleno y altura de agua 2,2m, y un segundo caso eventual con ducto en presión, tomando presión "0" en la cota de la tapa.
- Las armaduras mínimas (repartición) por criterio de retracción de fraguado y temperatura según norma británica BS 8007.
- Pese a que no hay información de napa en la zona, se considera igualmente y como criterio de seguridad, que el suelo colindante que empuja a las cámaras podría estar eventualmente saturado y produciendo empuje hidrostático desde el suelo a las paredes de la estructura.

Normas y criterios utilizados

- Cálculo de armaduras por método LRFD (cargas mayoradas y reducción de resistencia) indicado en código ACI 318-05.
- Verificación de espesores por método de tensiones admisibles.
- Verificación de armadura mínima por retracción y temperatura de acuerdo a norma británica BS8007.

3 CÁMARA DE INSPECCIÓN DE LIMPIEZA

3.1 MODELO DE ANÁLISIS

Se modela la cámara de limpieza en el programa de análisis RISA3D, utilizando elementos finitos del tipo "placa" o "shell". Las placas utilizadas son del tipo rectangular de 20x20cm (en los sectores donde exista regularidad geométrica) para un mejor detallamiento. Las dimensiones interiores son las definidas por proyecto hidráulico y el objetivo de la presente memoria es definir los espesores y armaduras necesarias para cumplir con los requisitos de resistencia y servicio.

La vinculación con el suelo se considera lo siguiente:

- Las cámaras se apoyan verticalmente sobre resortes de compresión con constante de balasto 5,0 kg/cm^3. El programa permite ingresar este valor asignado al balasto y lo convierte en un resorte traslacional (kg/cm) multiplicando la constante de balasto por el área tributaria del nodo respectivo.
- Para el modelo debe definirse si un resorte es de "tracción" o de "compresión", para lo cual debe respetarse lo siguiente: Un resorte de compresión es aquel que funciona o "reacciona" para deformación en la dirección contraria al eje global.

3.2 CASOS Y COMBINACIONES DE CARGAS

Los siguientes casos de carga son considerados en todas las combinaciones (para el peso propio el programa da la opción de aplicarlo automáticamente con un factor "-1" en la dirección global "Y"). Se considera para el modelo crítico una cobertura de relleno de 3,2m (caso de cámara N°3).

BLC1 : peso propio
BLC2 : empuje exterior estático de suelo húmedo
BLC3 : empuje exterior estático de suelo sumergido
BLC4 : agua exterior (en el suelo)
BLC5 : agua interior normal (en tope cajón)
BLC6 : Agua interior en presión
BLC7 : empuje sísmico transversal del suelo
BLC8 : empuje sísmico transversal del agua
BLC9 : carga de tránsito superior

A modo de ejemplo se muestran gráficamente estas condiciones de cargas aplicadas sobre ambos modelos.

<u>BLC1, Peso propio</u>

El programa permite incorporar el peso propio de la estructura aplicando el factor "-1" en la dirección global "Y" que corresponde al eje vertical. Se incluye en esta condición el peso de la cobertura de relleno.

BLC2, empuje estático exterior de suelo húmedo

La variación lineal del empuje de suelo en la profundidad se representa como cargas uniformes sobre cada fila de placas, cuya variación de presión es de 0,144 ton/m^2, considerando altura de placas de 20cm, peso específico húmedo $\gamma_{húm}$ = 2,0 ton/m^3 y condición de empuje en reposo con Ko=0,36 para ϕ=40°.

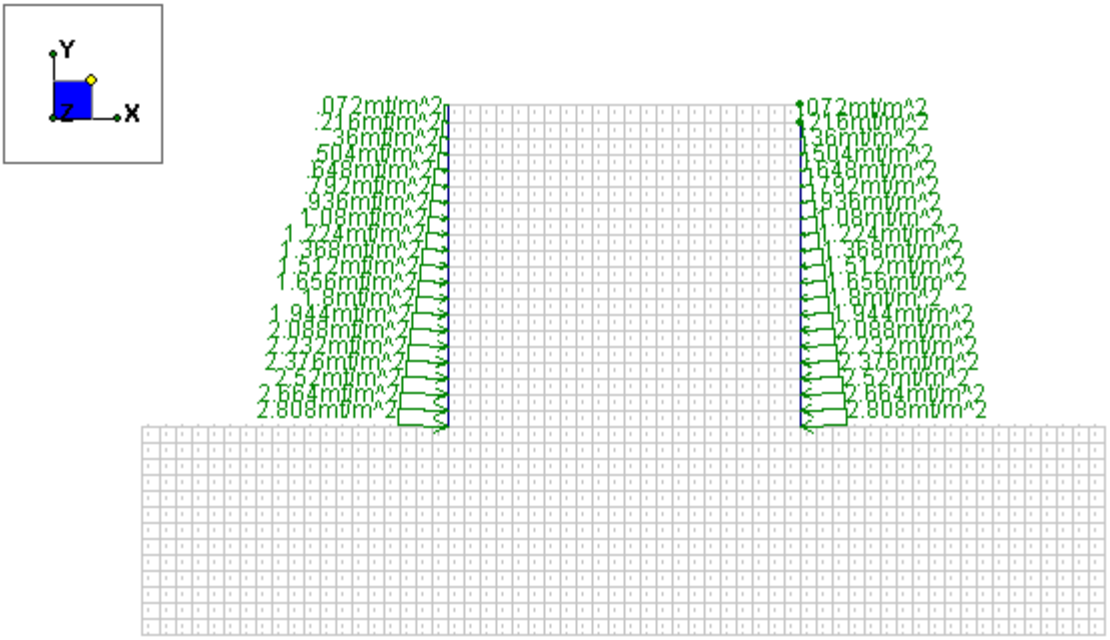


Figura 6 – Empuje estático exterior de suelo húmedo (vista longitudinal)

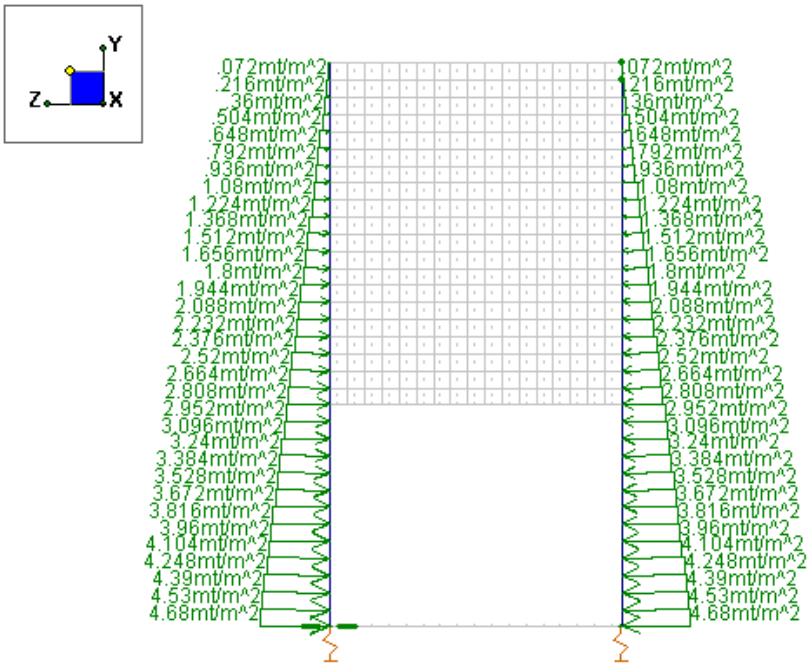


Figura 7 – Empuje estático exterior de suelo húmedo (vista transversal)

Empuje estático exterior de suelo sumergido

Del mismo modo que en el caso húmedo, pero con peso específico sumergido (boyante) γ_{sum}=1,0 ton/m^3.

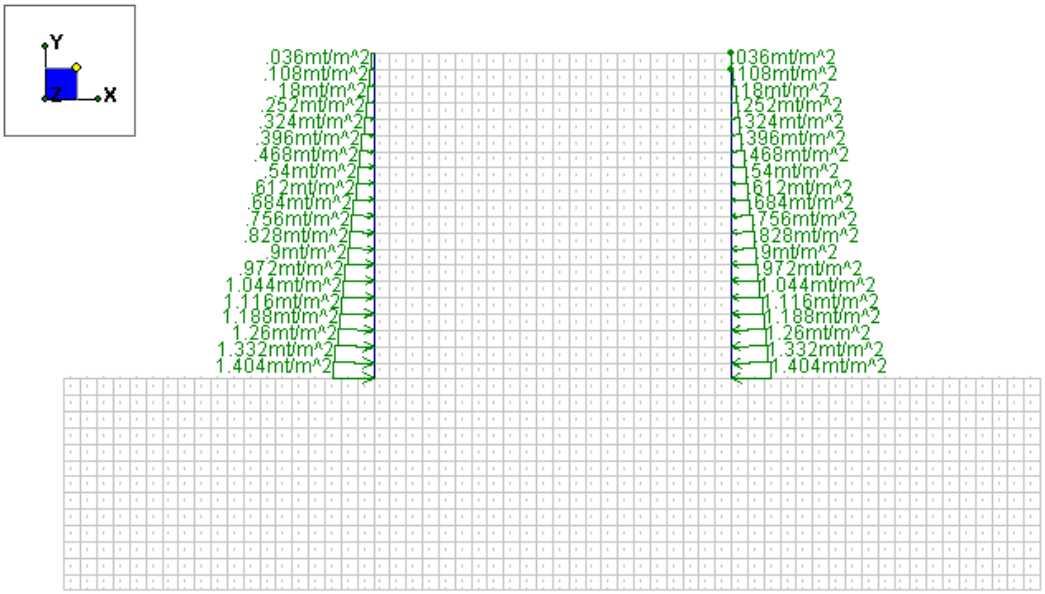


Figura 8 – Empuje estático exterior de suelo sumergido (vista longitudinal)

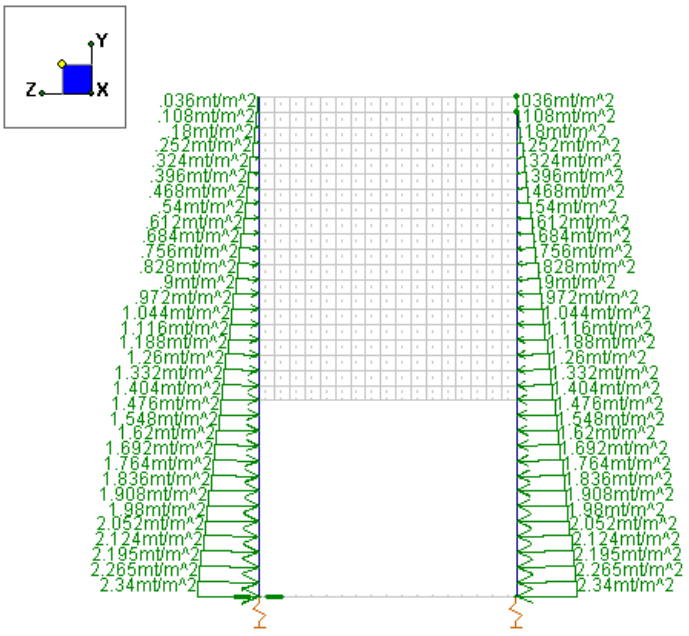


Figura 9 – Empuje estático exterior de suelo sumergido (vista transversal)

Agua en suelo

Se dijo anteriormente que, pese a no informarse napa en el sector, se recurre a la sana costumbre (seguridad en el diseño) de considerar que el suelo puede saturarse de agua por

diversas razones (lluvia especialmente), por lo que se tomará un nivel máximo de saturación de agua hasta la cota de terreno. Esta presión se aplica simultáneamente con la acción sumergida o boyante del suelo.

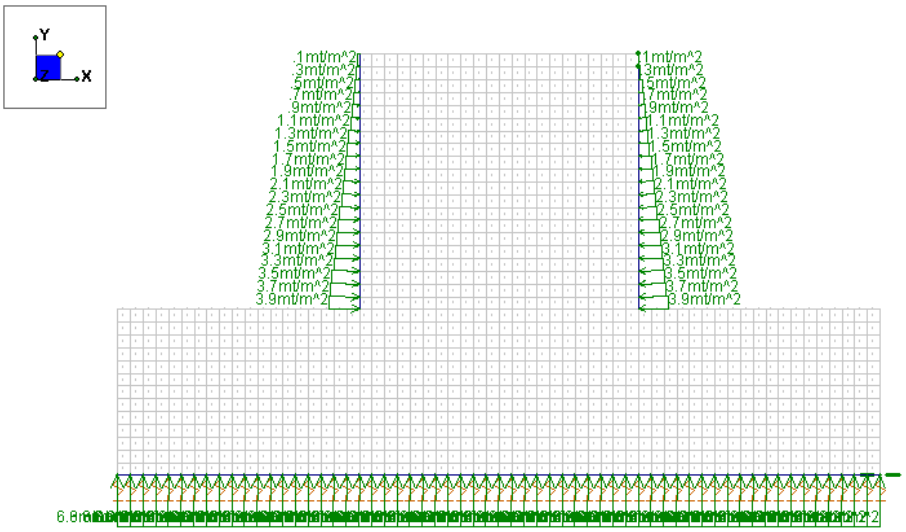


Figura 10 – Agua en el suelo (vista longitudinal)

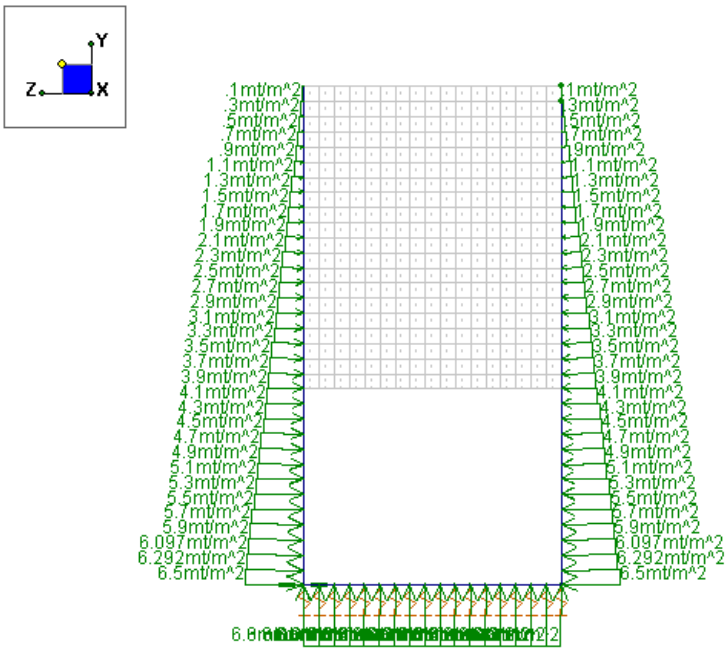


Figura 11 – Agua en el suelo (vista transversal)

Agua interior (caso operación normal)

Por tratarse de una cámara húmeda y mientras no se defina un nivel exacto del agua en su interior, se tomará con el agua a tope.

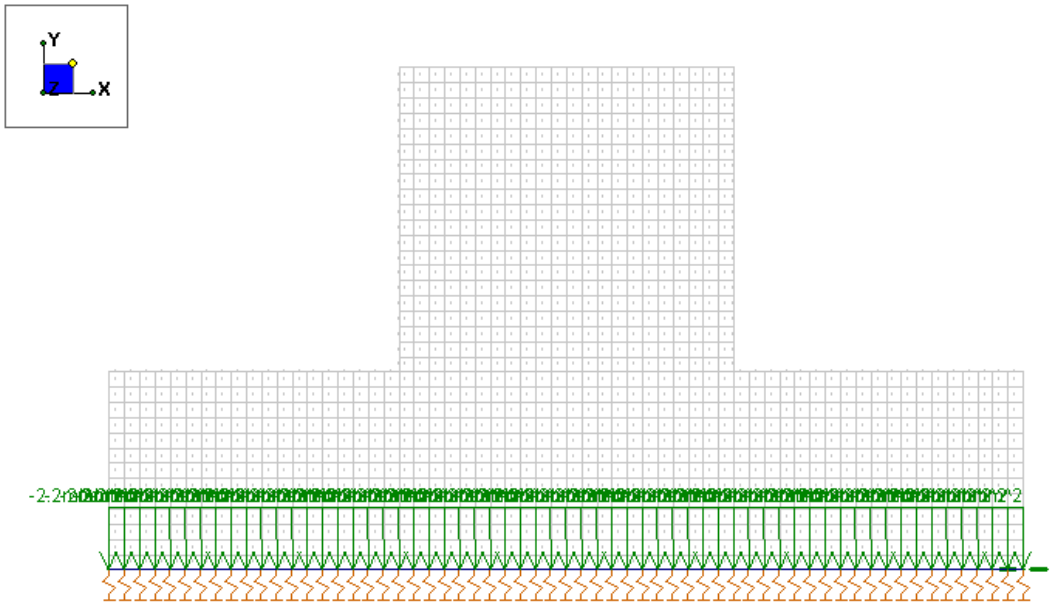


Figura 12 – Agua interior normal 2,2 ton/m2 (vista longitudinal)

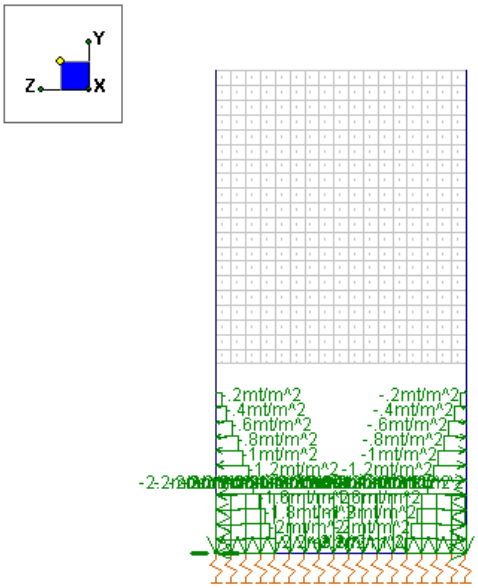


Figura 13 – Agua interior (vista transversal)

Agua interior en presión

Por tratarse de una cámara húmeda y mientras no se defina un nivel exacto del agua en su interior, se tomará con el agua a tope.

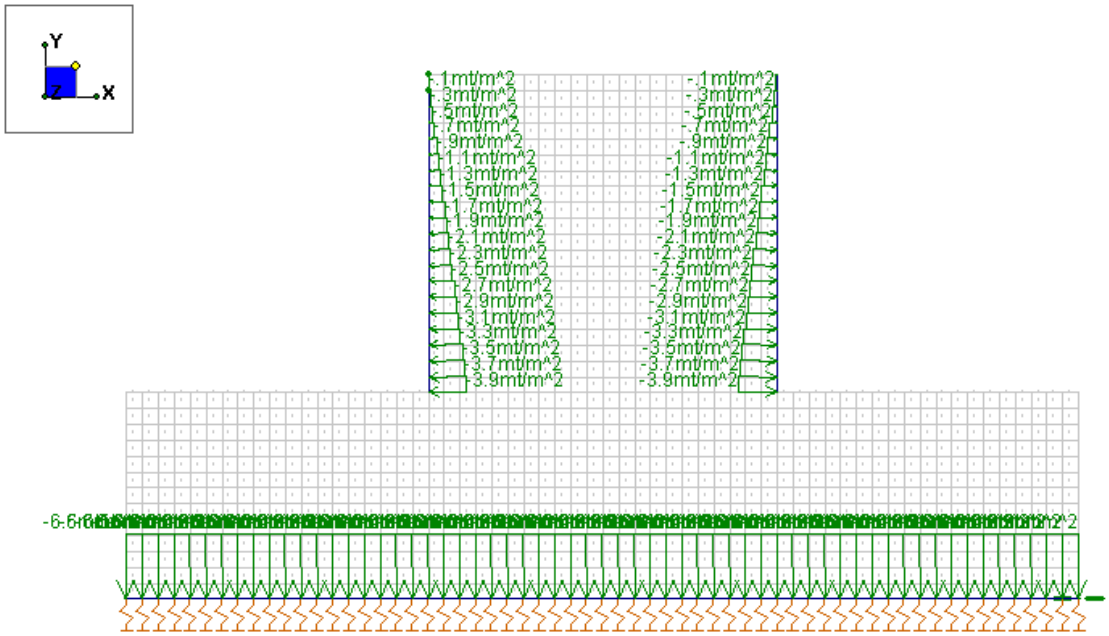


Figura 14 – Agua interior en presión, hasta cota de la tapa (vista longitudinal)

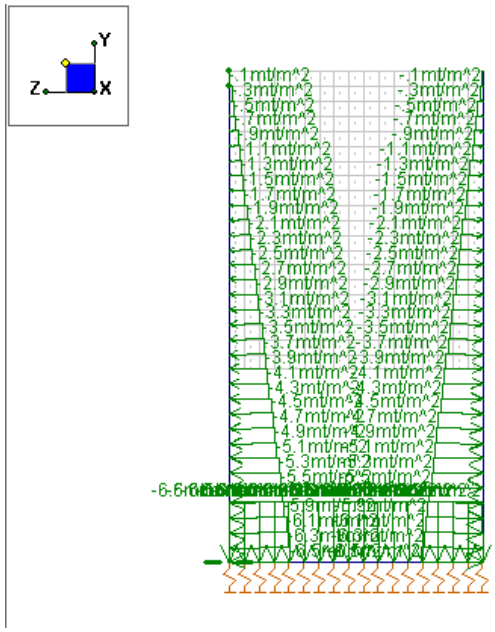


Figura 15 – Agua interior en presión, hasta cota de la tapa (vista transversal)

Empuje sísmico del suelo en X

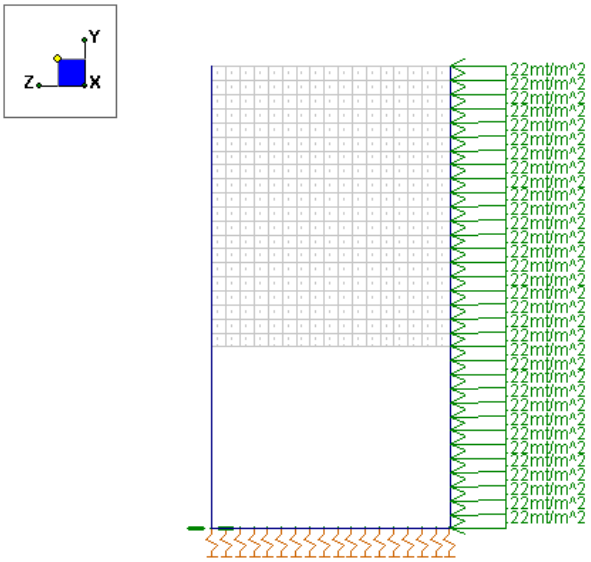


Figura 16 – Empuje sísmico transversal del suelo

Se aplica el empuje uniforme de la NCh433 para muros arriostrados. Se calcula entonces el empuje h=2,5m (altura interior + espesor de losa 30cm).

Para h = 2,2m => $q = 0{,}3 \cdot C_R \cdot \gamma \cdot h \cdot Ao/g = 0{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 2{,}0 \cdot 2{,}5 \cdot 0{,}3 = 0{,}22$ ton/m^2

Empuje sísmico del agua

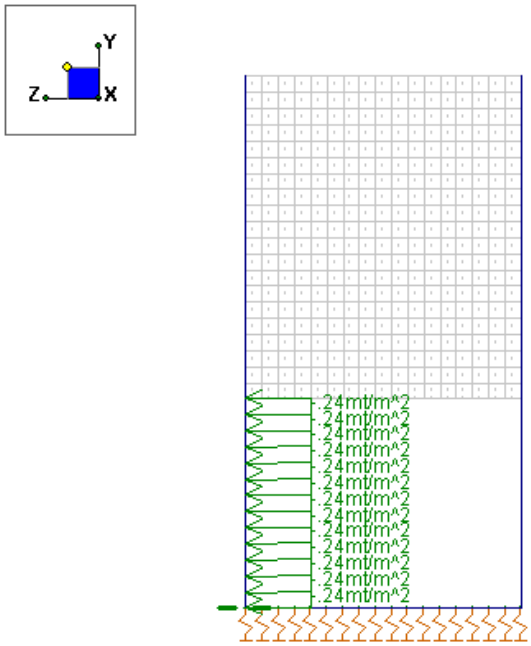


Figura 17 – Empuje sísmico del suelo en -X

El comportamiento hidrodinámico del agua se representa con el criterio de Westergaard recomendado ampliamente en los criterios de diseño de obras hidráulicas en general. Se trata de una simplificación que asigna a un muro una presión $q=0{,}55 \cdot c_s \cdot h = 0{,}11 \cdot h$ (donde c_s es el coeficiente sísmico, 0,2 en nuestro caso). Entonces para el muro de h=2,2m se aplica una presión uniforme q = 0,24 ton/m^2.

Carga de tránsito

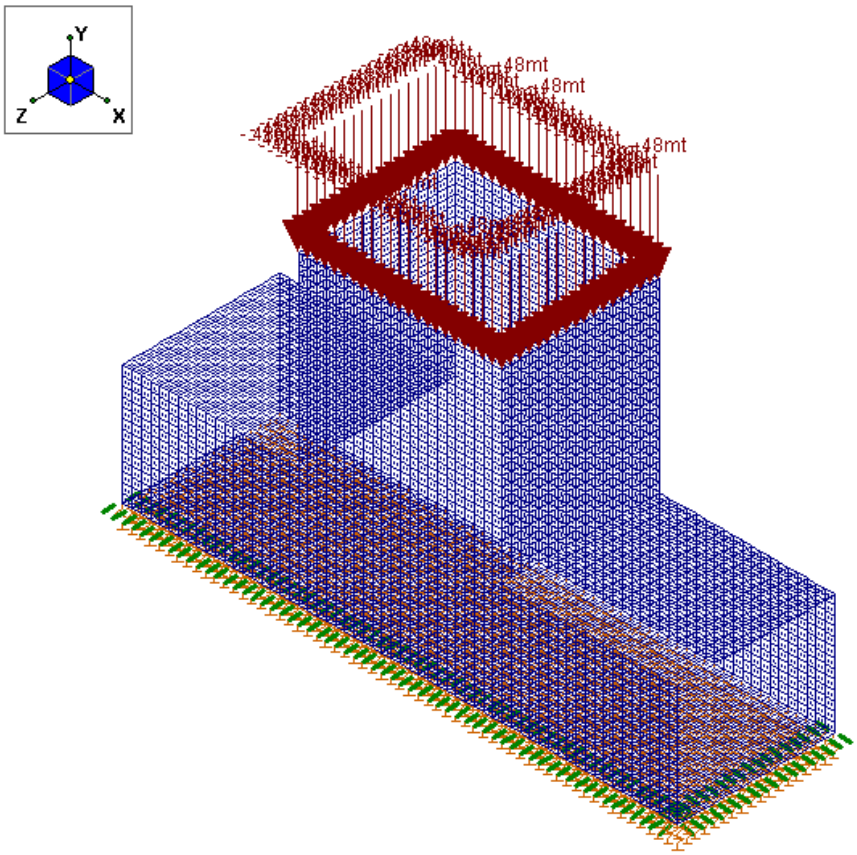


Figura 18 – Carga de tránsito sobre coronamiento

Se considera la carga de camión AASTHO HS20-44 con carga de rueda de 7,26 ton. Se aplica una carga total de 7,26*1,3*4 = 37,7 ton considerando un factor de impacto de 1,3 y la carga de 4 ruedas, ya que por geometría el camión AASTHO podría apoyar sus 2 ejes delanteros sobre las escotillas. Como criterio se repartió esta carga total en los nodos del modelo en el coronamiento.

En las combinaciones siguientes C1 a C6 representan las cargas mayoradas para el cálculo de armaduras, mientras que las combinaciones C7 a C12 representan condiciones de servicio

para verificación de espesores y presión sobre el suelo. Como se mencionó se usarán los factores de mayoración indicados en ACI318-05.

C1 : estática ext – mayorada = 1,2BLC1+1,6BLC3+1,2BLC4
C2 : estática int – mayorada = 1,4BLC1+1,4BLC5
C3 : estática int en presión – mayorada = 1,2BLC1+1,6BLC2+1,2BLC6
C4 : sismo del suelo – mayorada = 1,2BLC1+1,6BLC3+1,2BLC4+1,4BLC7
C5 : sismo con agua – mayorada = 1,2BLC1+1,6BLC2+1,2BLC5+1,4BLC8
C6 : peso con carga de rueda – mayorada = 1,2BLC1+1,6BLC2+1,2BLC5+1,6BLC9
C7 : estática ext – servicio = BLC1+BLC3+BLC4
C8 : estática int – servicio = BLC1+BLC5
C9 : estática int en presión – servicio = BLC1+BLC2+BLC6
C10 : sismo del suelo – servicio = BLC1+BLC3+BLC4+BLC7
C11 : sismo con agua – servicio = BLC1+BLC2+BLC5+BLC8
C12 : peso con carga de rueda – servicio = BLC1+BLC2+BLC5+BLC9

3.3 VERIFICACIÓN DE FISURACIÓN POR RETRACCIÓN Y TEMPERATURA

Para la armadura de repartición (retracción y temperatura) se recurre a lo indicado en norma británica BS8007, que exige una cuantía ρ mínima de $f_{ct}/f_y = 0.0031$ (en toda la cara), siendo f_{ct} la resistencia a tracción del hormigón al 3er día (13 kg/cm^2 aproximadamente para H-30) y f_y la fluencia del acero de refuerzo (4200 kg/cm^2). No obstante, deberá calcularse el ancho de fisura $w_{máx}$ de acuerdo a la siguiente expresión:

$$w_{máx} = s_{máx} \cdot R \cdot \alpha \cdot (T_1 + T_2)$$

donde :

$s_{máx}$ = separación máxima entre fisuras, en mm.

R = coeficiente de restricción 0.5 para estructuras totalmente restringidas.

α = coeficiente de dilatación térmica del hormigón (12 E-6/°C)

T_1 = Diferencia entre el valor máximo alcanzado por el calor de hidratación y la temperatura ambiente. Deberá tomarse como mínimo 18°.

T_2 = Variación de temperatura estacional de verano a invierno. Se deberá adoptar un valor no inferior a 24°.

Para espesor 30cm y doble malla 12a20 se tiene (corresponde a la armadura de repartición):

$$s_{máx} = f_{ct}/f_b \cdot \phi/2\rho = 13/24 \cdot 12/(2 \cdot 0.00377) = 862 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \quad w_{máx} = 0.22\text{mm menor a } 0.3\text{mm, cumple}$$

siendo :

f_{ct} = resistencia a la tracción del hormigón H-30 al 3er día.

f_b = tensión media de adherencia entre el hormigón y la barra de acero (para barras estriadas de acero este valor es 24 kg/cm^2 según BS8007).

ϕ = diámetro de la barra de refuerzo (12mm).

ρ = cuantía de acero de la sección completa.

Por lo tanto todas las secciones tendrán como armadura de repartición 12a20 en ambas caras, exterior e interior.

Para espesor 30cm y doble malla 18a20 se tiene (caso de armaduras en dirección de la solicitación):

$$smáx = fct/fb \cdot \phi/2\rho = 13/24 \cdot 18/(2 \cdot 0.00848) = 575 \text{ mm}$$

$$wmáx = 0.14\text{mm menor a } 0.3\text{mm, cumple}$$

3.4 CÁLCULOS DE ESFUERZOS Y RESULTADOS

Se muestran gráficamente los esfuerzos obtenidos del modelo Risa3D en las combinaciones más relevantes.

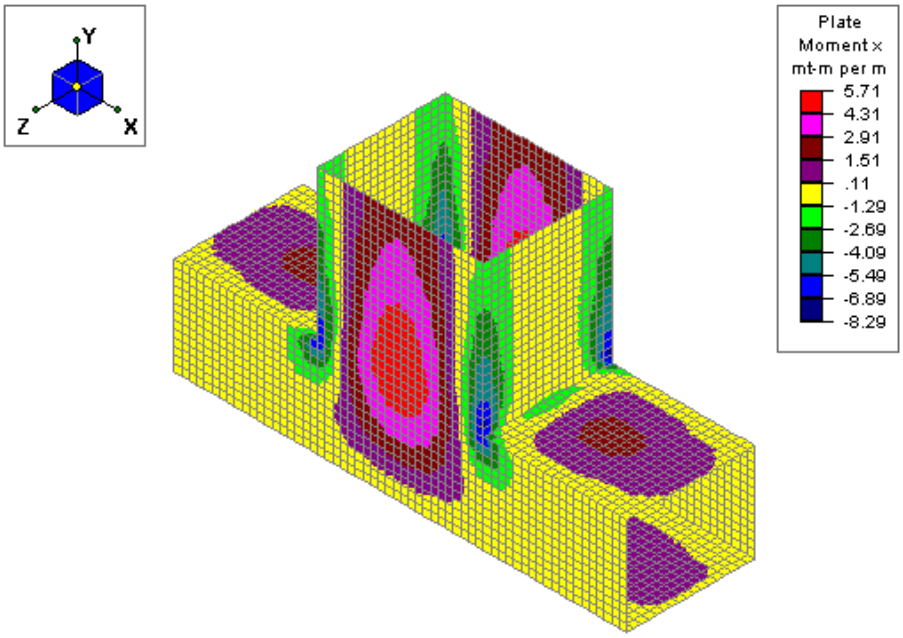


Figura 19 – Momento flector Mx para combinación C1

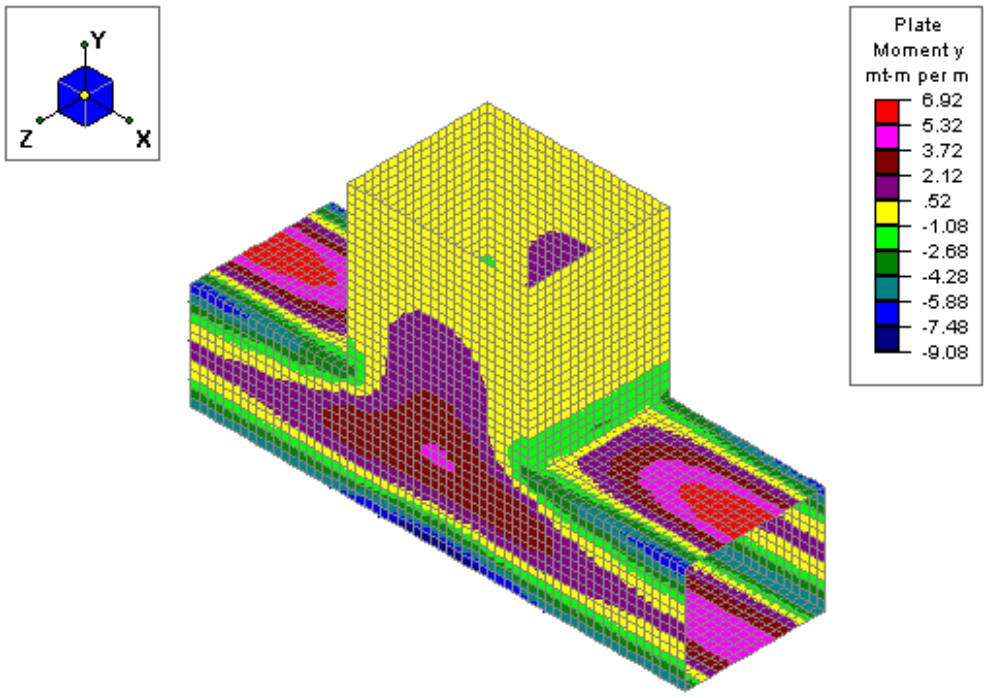


Figura 20 – Momento flector My para combinación C1

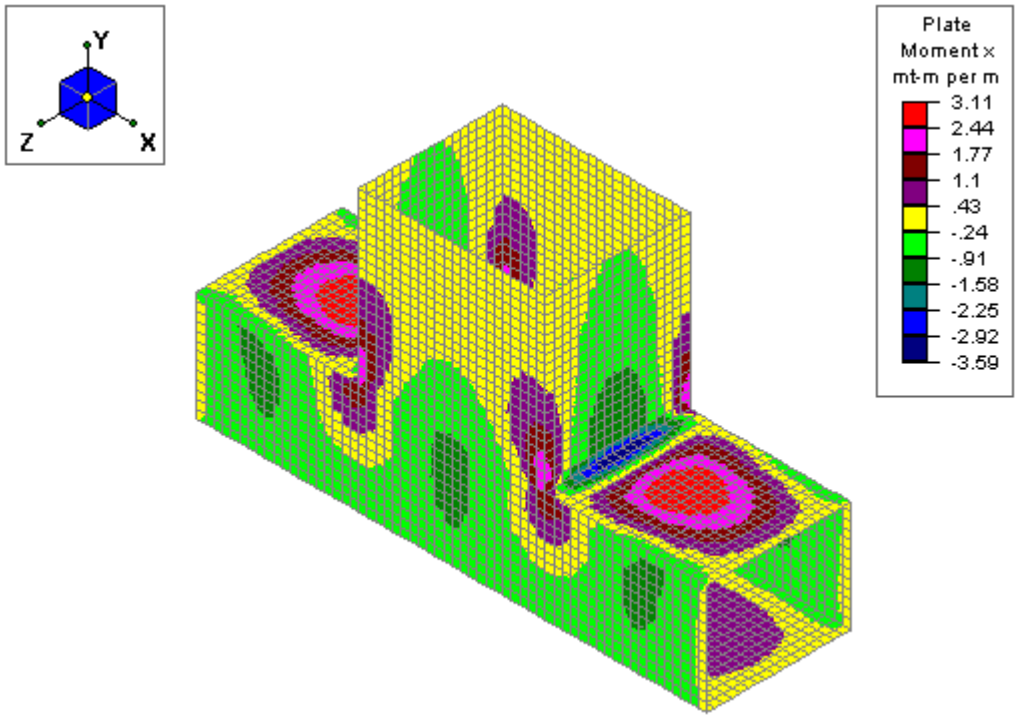


Figura 21 – Momento flector Mx para combinación C2

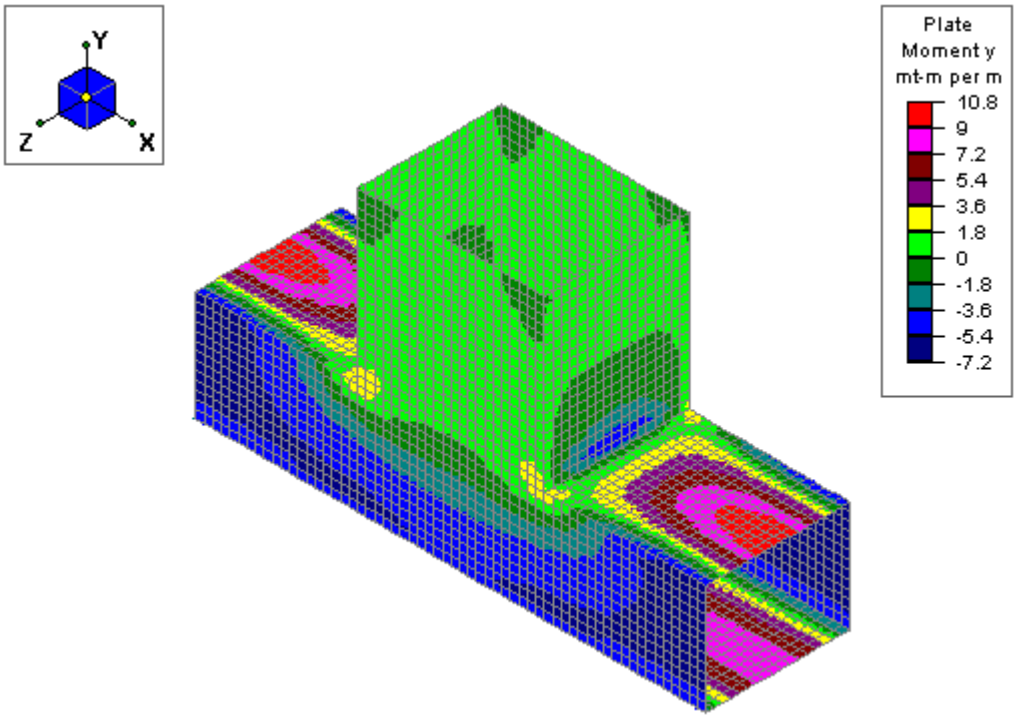


Figura 22 – Momento flector My para combinación C2

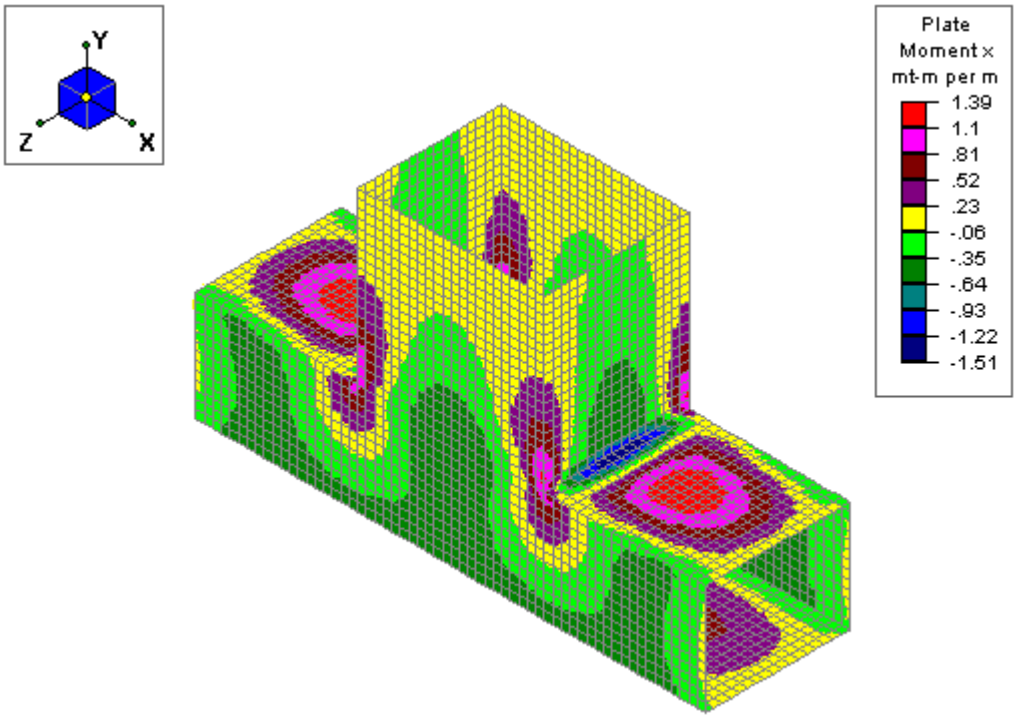


Figura 23 – Momento flector Mx para combinación C3

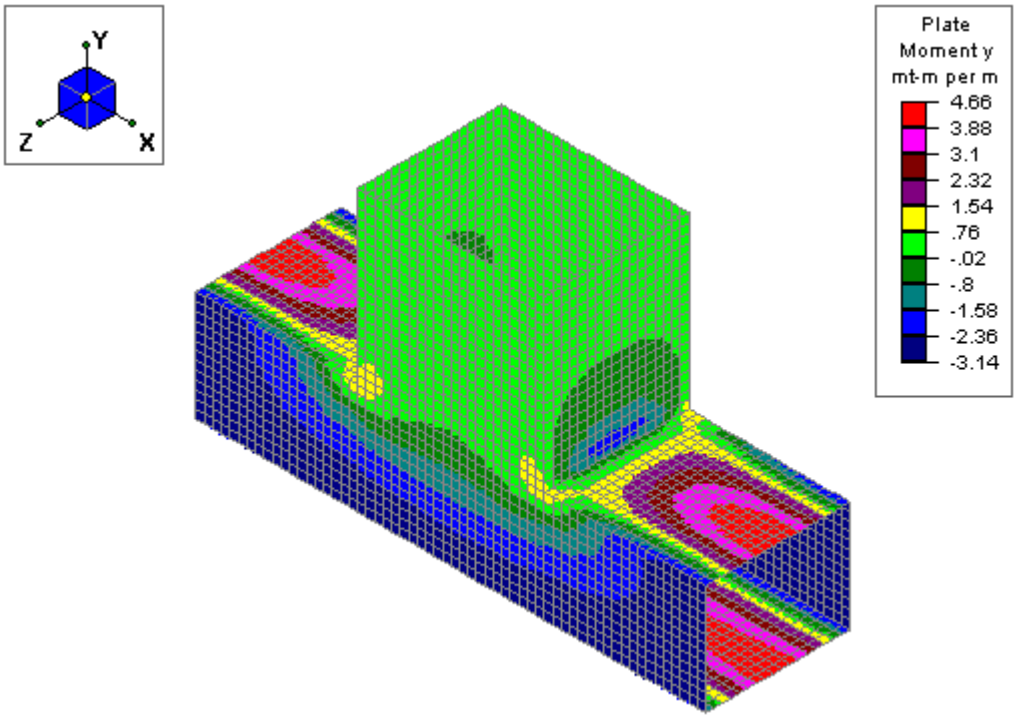


Figura 24 – Momento flector My para combinación C3

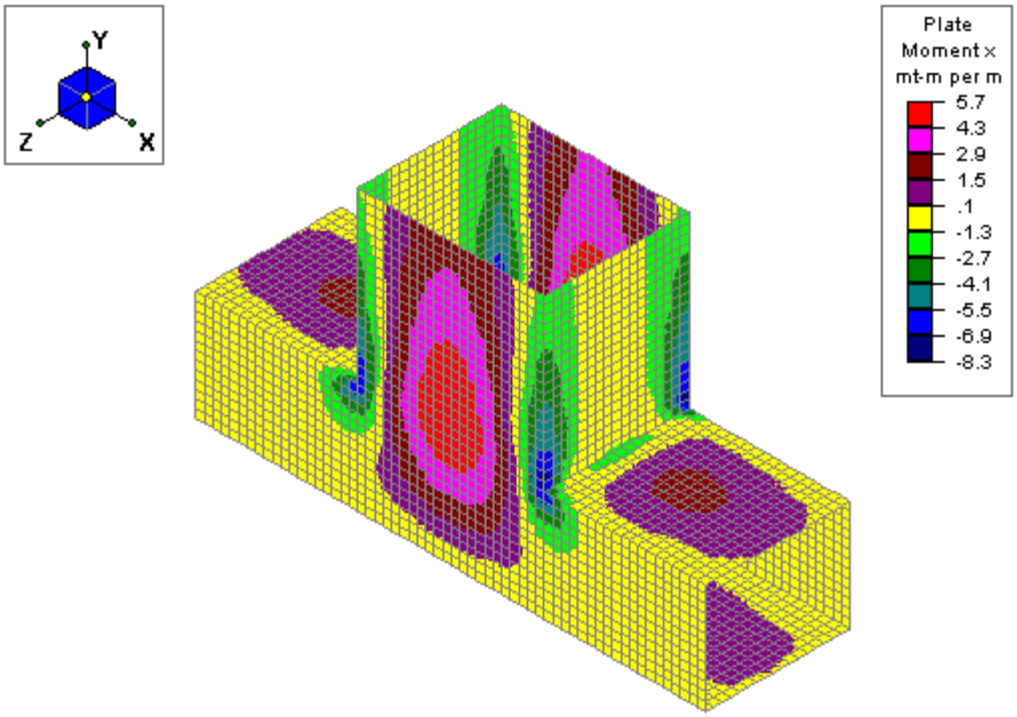


Figura 25 – Momento flector Mx para combinación C4

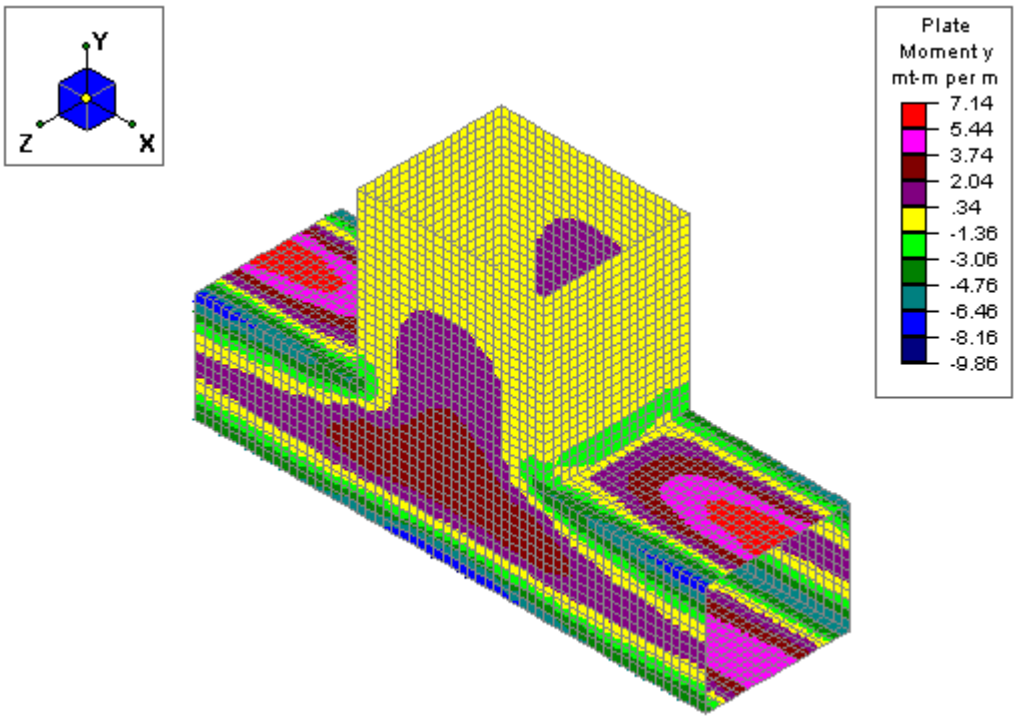


Figura 26 – Momento flector My para combinación C4

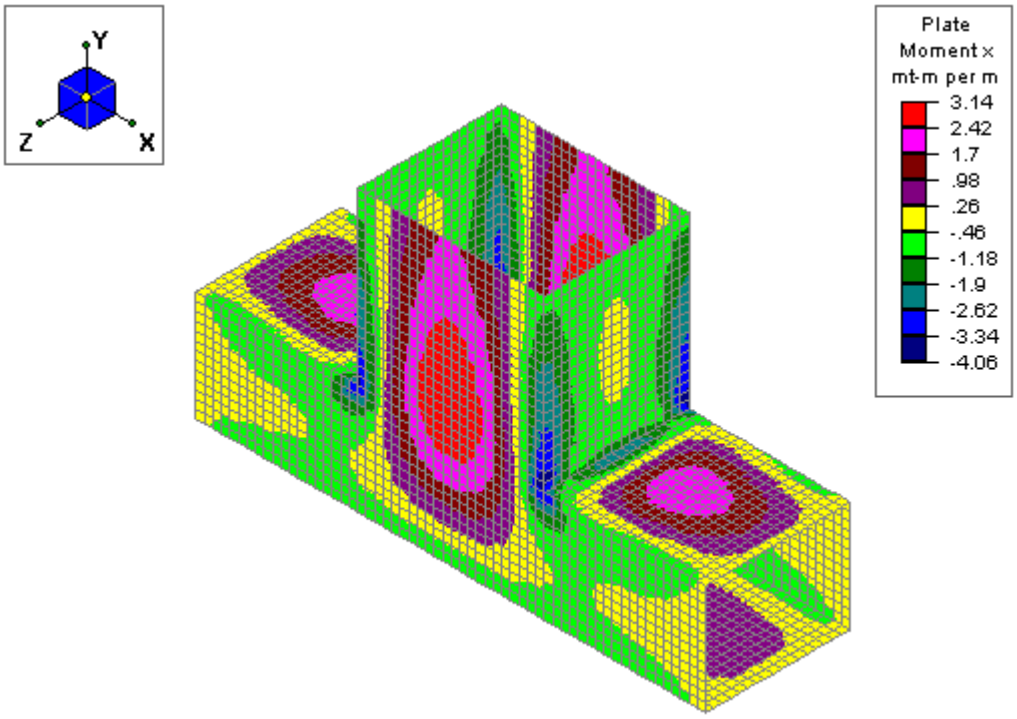


Figura 27 – Momento flector Mx para combinación C5

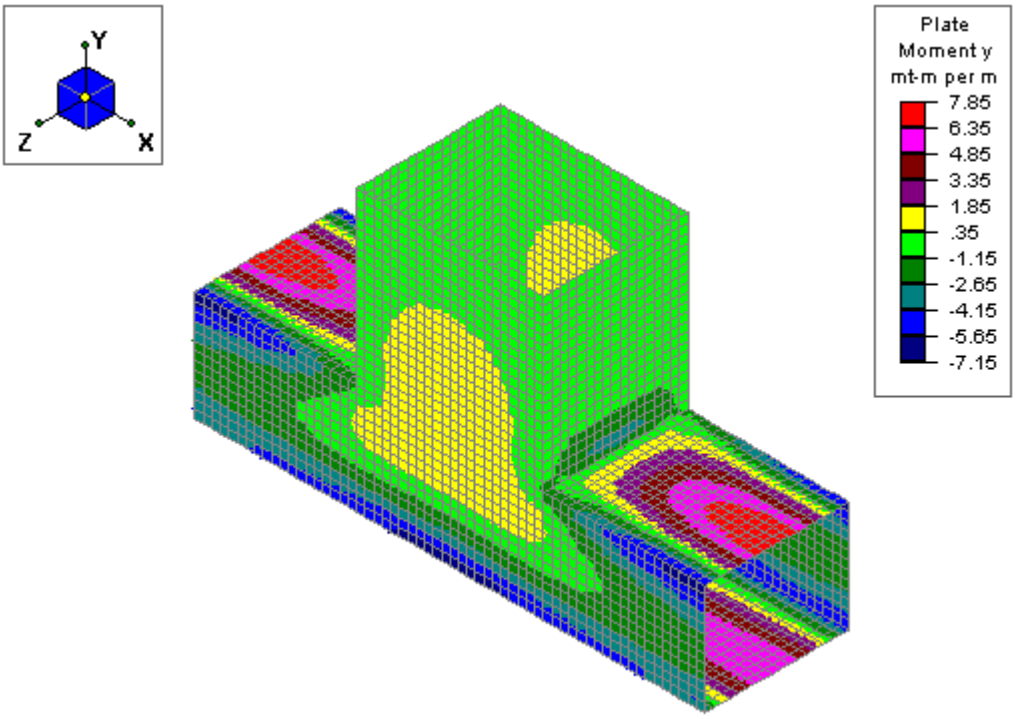


Figura 28 – Momento flector My para combinación C5

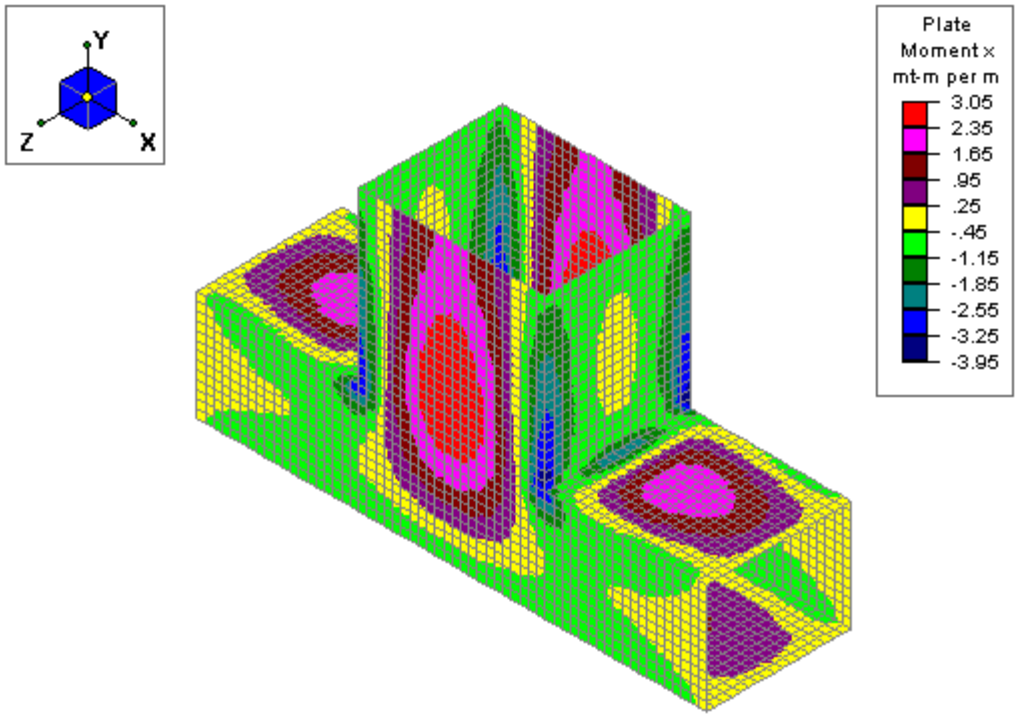


Figura 29 – Momento flector Mx para combinación C6

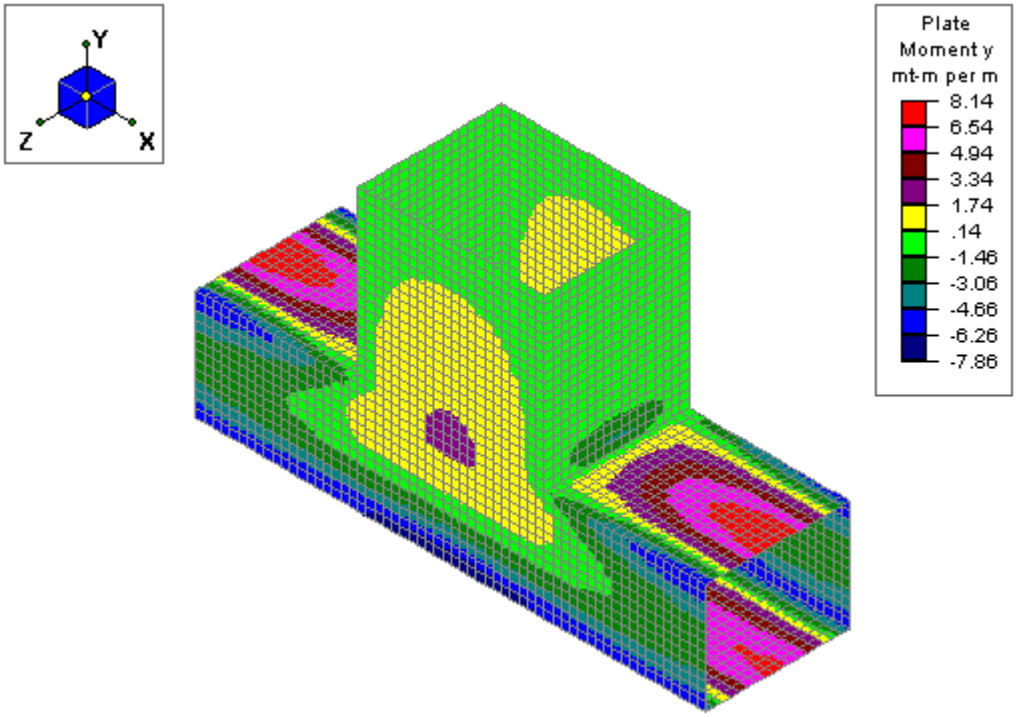


Figura 30 – Momento flector My para combinación C6

Para los esfuerzos que se indican en las tablas siguientes, se sigue la nomenclatura de elementos indicada a continuación.

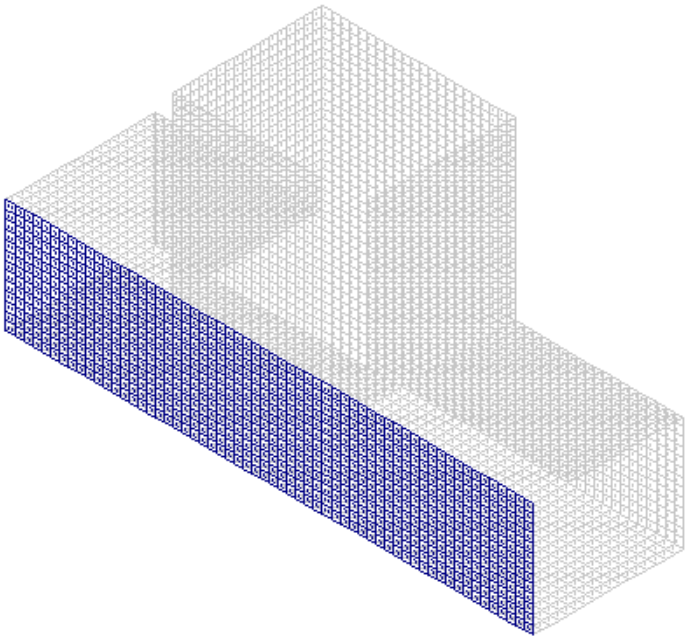


Figura 31 – Muro tipo "A" e=30cm

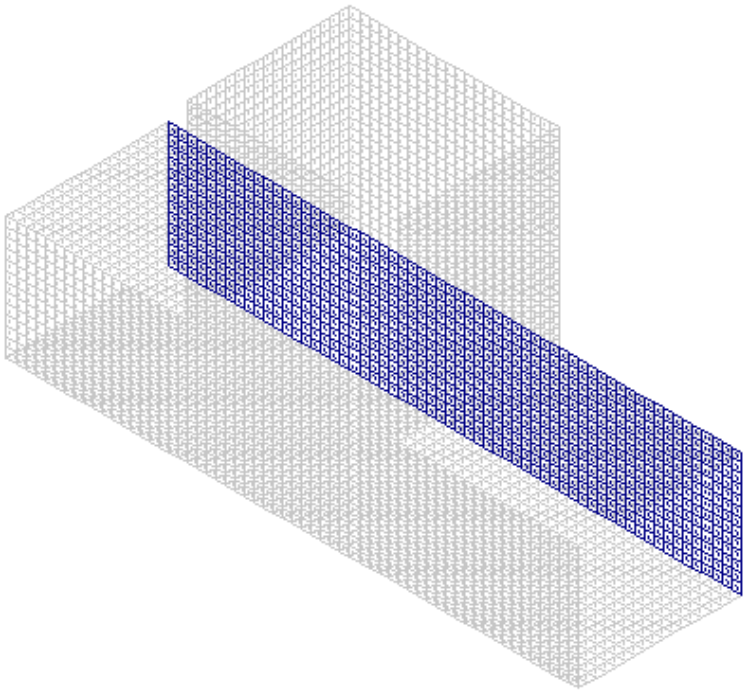


Figura 32 – Muro tipo "B" e=30cm

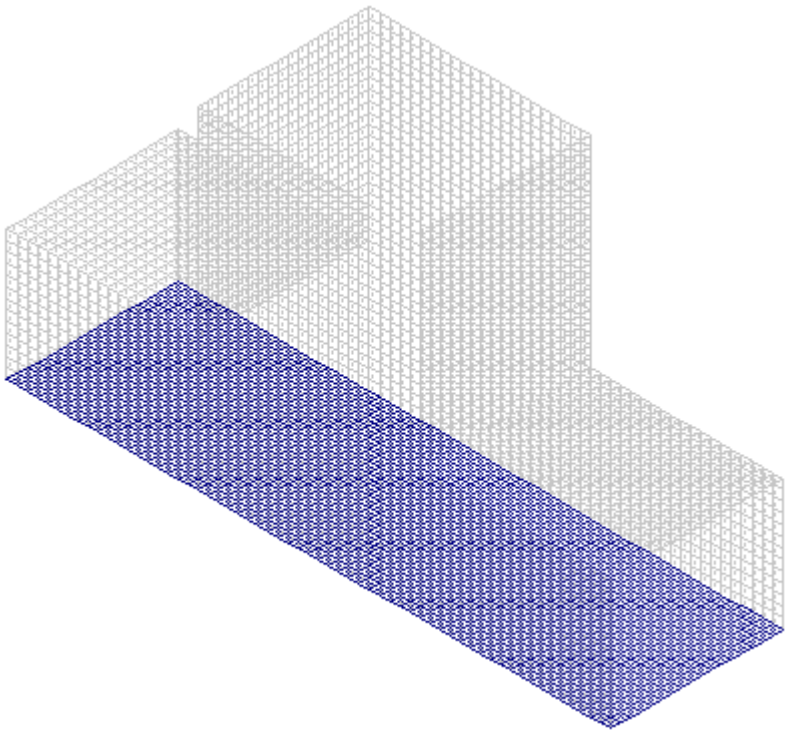


Figura 33 – Muro tipo “C” e=30cm

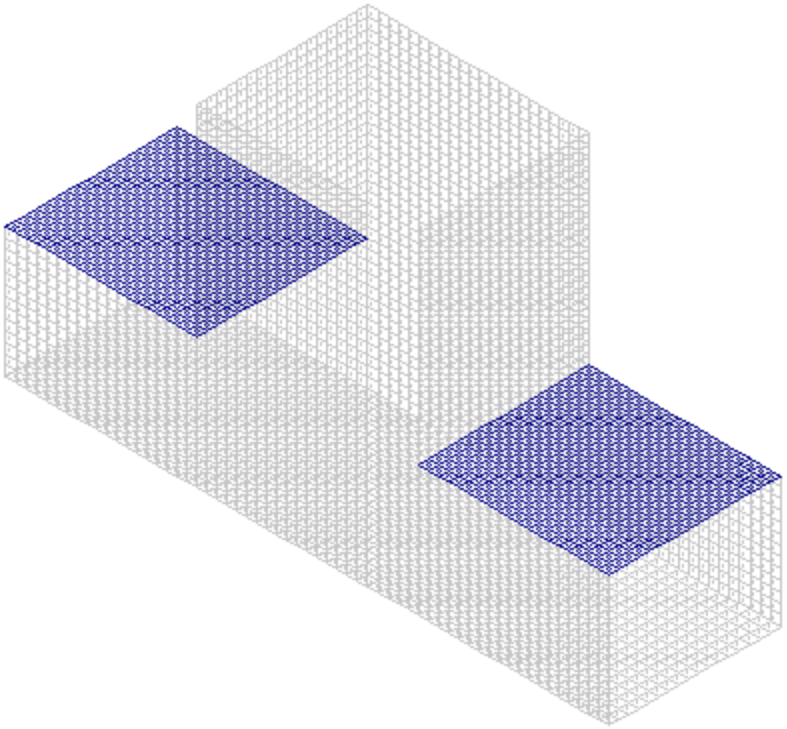


Figura 34 – Muro tipo “D” e=30cm

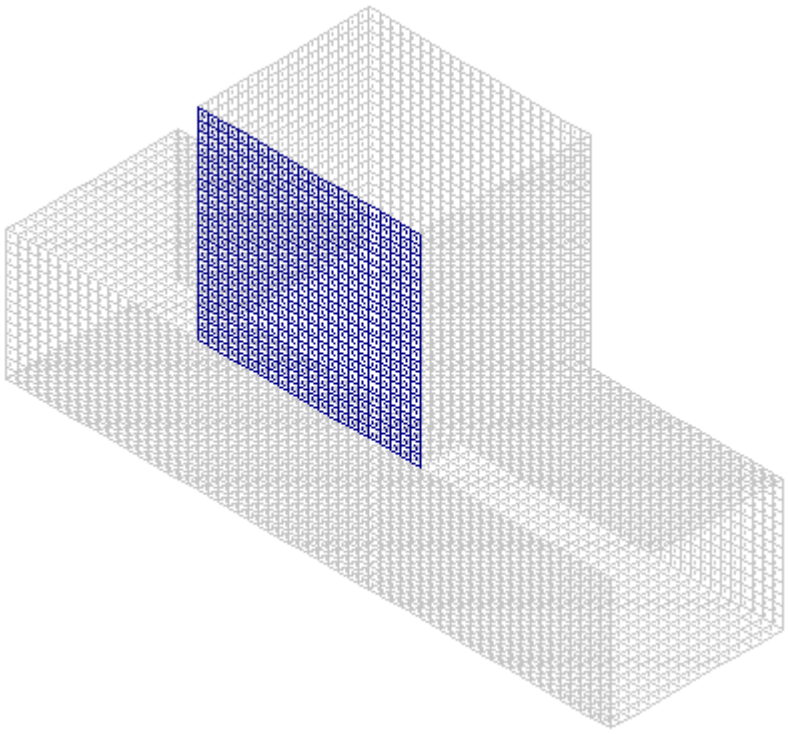


Figura 35 – Muro interior tipo "E" e=30cm

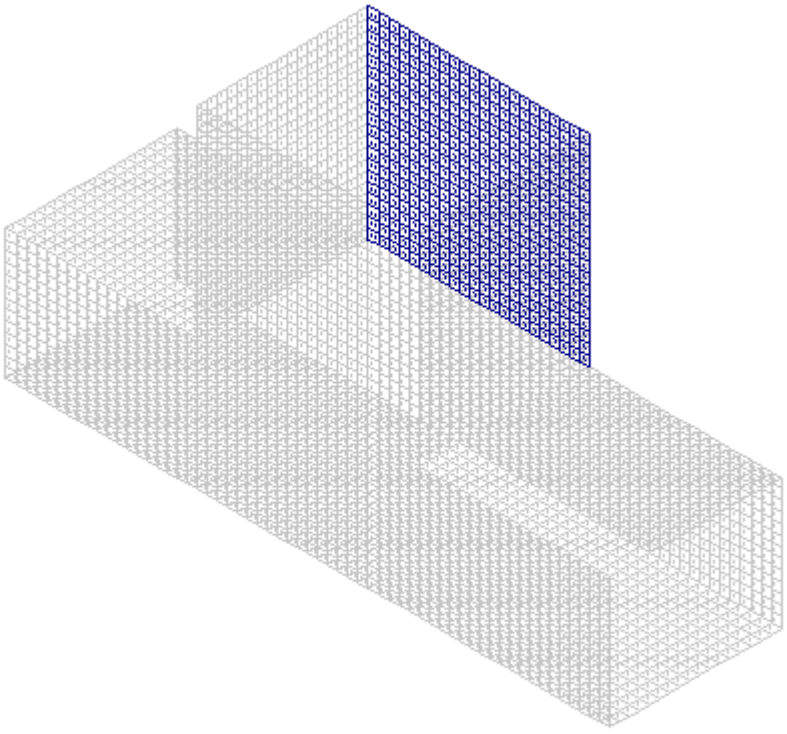


Figura 36 – Muro tipo "F" e=30cm

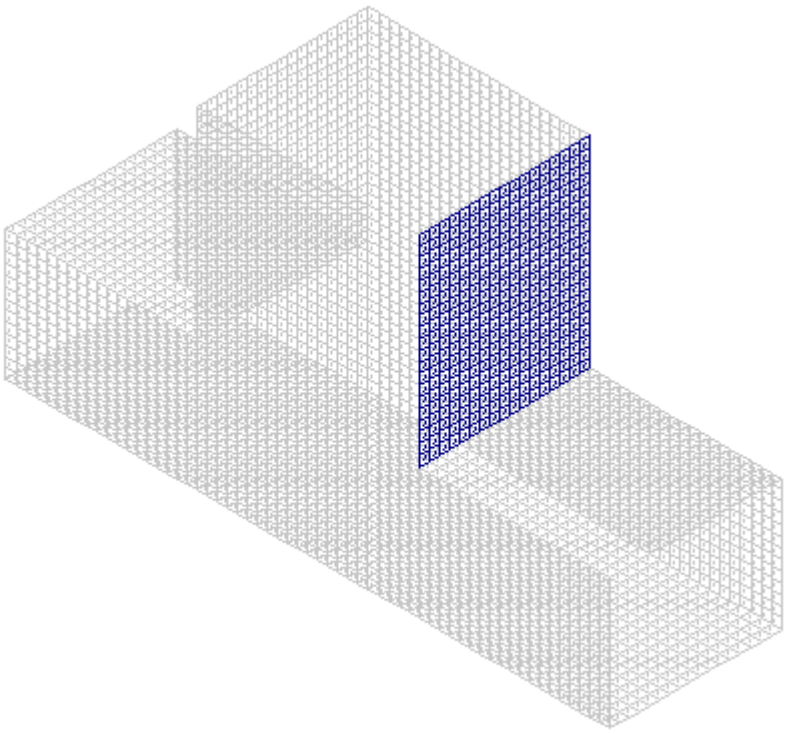


Figura 37 – Muro tipo “G” e=30cm

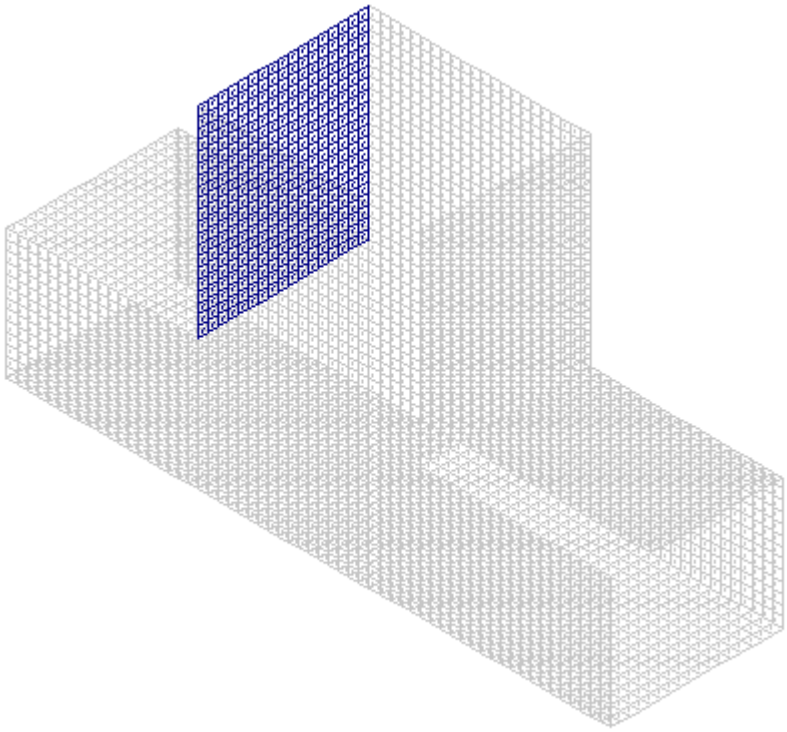


Figura 38 – Muro tipo “H” e=30cm

Las tablas 2-3-4-5 muestran los resultados para el modelo con Hmáx=3,2m, mientras que las tablas 7-8-9-10 muestran los resultados con H=2,0m. Se puede concluir que el grupo de cámara con altura de chimenea (ducto sobre el nivel superior de la losa) mayor a 2,0m requiere armadura 18a20 en todas sus caras (controla la fisuración por flexión). El grupo de cámaras con altura de chiemenea menos a 2,0m requiere armadura menor 16a20 en todas sus caras, donde también controla la fisuración por flexión para ancho fisura wmáx = 0,3mm.

Tabla 2 – Esfuerzos máximos Mu C1 a C6 (H=3,2m)

Elem	Mux_max ton*m	Comb	Muy_max ton*m	Comb
A	-6.34	4	-7.28	1
B	-5.84	4	-7.94	4
C	-1.28	4	-8.17	4
D	-3.99	2	8.75	2
E	-6.68	4	0.00	1
F	-6.50	4	3.60	2
G	-7.18	4	-4.79	2
H	-7.19	4	-4.79	2

Tabla 3 – Esfuerzos máximos M C7-C8-C9-C12 (H=3,2m)

Elem	Mx_max ton*m	Comb	My_max ton*m	Comb
A	-4.36	7	-5.84	7
B	-4.37	7	-5.81	7
C	-0.92	7	-5.84	7
D	-2.85	8	6.25	8
E	-4.70	7	2.58	8
F	-4.72	7	2.57	7
G	-5.07	7	-3.42	8
H	-5.07	7	-3.42	8

Tabla 4 – Armadura requerida por tipo de elemento (H=3,2m)

Elem	M ton*m	e cm	As_min cm2/m	As_req cm2/m	Dist	As_prop cm2/m
A	7.28	30	8.33	8.10	18a20	12.72
B	7.94	30	8.33	8.86	18a20	12.72
C	8.17	30	8.33	9.12	18a20	12.72
D	8.75	30	8.33	9.79	18a20	12.72
E	6.68	30	8.33	7.42	18a20	12.72
F	6.50	30	8.33	7.21	18a20	12.72
G	7.18	30	8.33	7.99	18a20	12.72
H	7.19	30	8.33	8.00	18a20	12.72

Tabla 5 – Fisuración "w" en condición de servicio (H=3,2m)

Elem	M ton*m	e cm	Dist	As cm2/m	fs kg/cm2	Z ton/cm	w mm
A	5.84	30	18a20	12.72	2112	23.59	0.31
B	5.81	30	18a20	12.72	2101	23.46	0.30
C	5.84	30	18a20	12.72	2112	23.59	0.31
D	6.25	30	18a20	12.72	2259	25.22	0.33
E	4.70	30	18a20	12.72	1701	18.99	0.25
F	4.72	30	18a20	12.72	1708	19.07	0.25
G	5.07	30	18a20	12.72	1832	20.46	0.27
H	5.07	30	18a20	12.72	1832	20.45	0.27

($w_{máx}$ = 0,3mm) = se acepta caso único en elemento "D" con w=0,33 por tratarse de una zona muy localizada.

3.5 PRESIONES EN EL SUELO DE FUNDACIÓN

Para el cálculo de las presiones en el suelo de fundación se obtuvieron las reacciones en la base para las combinaciones de servicio C7 a C12.

Por medio de una planilla Excel que calcula el área tributaria de cada nodo, se logra convertir la fuerza de reacción vertical en presión, obteniéndose el valor máximo y verificando su relación con la presión admisible del suelo de fundación. De este modo la máxima presión es de 1,06 kg/cm^2 para la combinación estática C17 y 1,38 kg/cm^2 para la combinación sísmica C20 (sismo en Z).

Tabla 6 – Máximas presiones estática y sísmica en suelo de fundación

Max_est (ton)	0.57	presion (kg/cm2)	1.41	9
Max_sis (ton)	0.54	presion (kg/cm2)	1.34	8

Se cumple con las tensiones máximas recomendadas por informe de suelos. En las Figuras 38 y 39 se puede ver que la distribución longitudinal incrementa la presión hacia los extremos (fuera del acceso), al haber mayor peso del suelo de cobertura, mientras que en sentido transversal, naturalmente las mayores presiones se producen al pie de los muros.

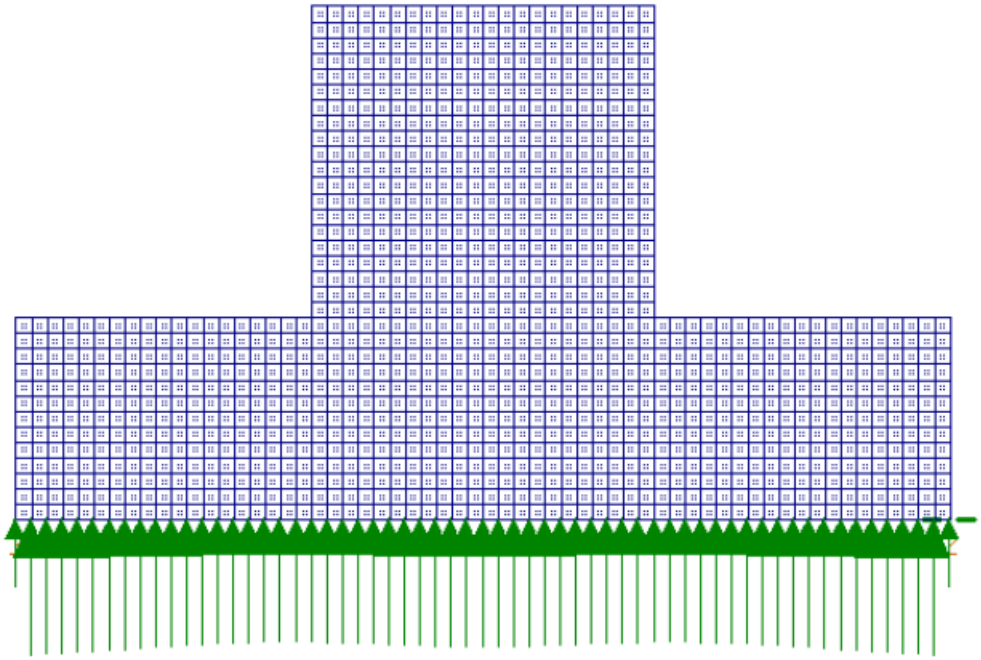


Figura 39 – Distribución longitudinal de presiones en el suelo

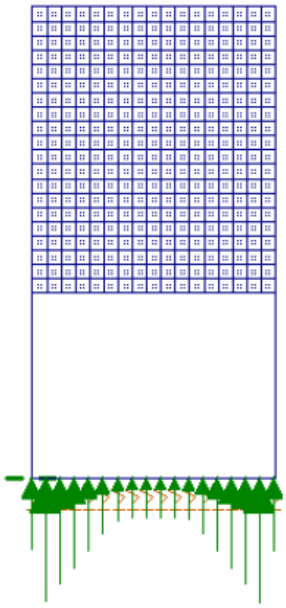


Figura 40 – Distribución transversal de presiones en el suelo

3.6 ESFUERZOS RESULTANTES PARA CÁMARAS H = 2,0M

Tabla 7 – Esfuerzos máximos Mu C1 a C6 (H=2,0m)

Elem	Mux_max ton*m	Comb	Muy_max ton*m	Comb
A	-4.43	4	-5.06	1
B	-4.08	4	-5.64	4
C	-0.93	1	-5.90	4
D	-2.51	1	5.94	2
E	-4.50	4	0.00	1
F	-4.46	4	2.70	2
G	-4.87	4	-3.04	2
H	-4.87	4	-3.04	2

Tabla 8 – Esfuerzos máximos M C7-C8-C9-C12 (H=2,0m)

Elem	Mx_max ton*m	Comb	My_max ton*m	Comb
A	-2.91	7	-4.07	7
B	-2.92	7	-4.05	7
C	-0.65	7	-4.11	7
D	-1.79	8	4.25	8
E	-3.05	7	1.94	7
F	-3.06	7	1.93	7
G	-3.28	7	-2.17	8
H	-3.28	7	-2.17	8

Tabla 9 – Armadura requerida por tipo de elemento (H=2,0m)

Elem	M ton*m	e cm	As_min cm2/m	As_req cm2/m	Dist	As_prop cm2/m
A	5.06	30	8.33	5.59	16a20	10.05
B	5.64	30	8.33	6.24	16a20	10.05
C	5.90	30	8.33	6.54	16a20	10.05
D	5.94	30	8.33	6.58	16a20	10.05
E	4.50	30	8.33	4.96	16a20	10.05
F	4.46	30	8.33	4.91	16a20	10.05
G	4.87	30	8.33	5.37	16a20	10.05
H	4.87	30	8.33	5.37	16a20	10.05

Tabla 10 – Fisuración "w" en condición de servicio (H=2,0m)

Elem	M ton*m	e cm	Dist	As cm2/m	fs kg/cm2	Z ton/cm	w mm
A	4.07	30	16a20	10.05	1864	20.58	0.27
B	4.05	30	16a20	10.05	1854	20.46	0.27
C	4.11	30	16a20	10.05	1880	20.75	0.27
D	4.25	30	16a20	10.05	1942	21.44	0.28
E	3.05	30	16a20	10.05	1393	15.38	0.20
F	3.06	30	16a20	10.05	1399	15.45	0.20
G	3.28	30	16a20	10.05	1501	16.57	0.22
H	3.28	30	16a20	10.05	1501	16.57	0.22

4 SECCIÓN TÍPICA DEL CANAL H=3,2M

4.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

Se utiliza un modelo tridimensional de placas de ancho 1,0m y se aplican las mismas cargas utilzadas en el modelo de la cámara de inspección, tanto para H=3,2m como para H=2,0m, siendo H la cobertura de suelo sobre la losa. La figura 41 indica la nomenclatura de los elementos de diseño para exponer los resultados de máximas fuerzas de diseño en tablas 11 a 14. Para el caso de sección H=2,0m corresponde la misma nomenclatura.

A = muro izquierdo
B = muro derecho
C = radier o losa inferior
D = losa superior

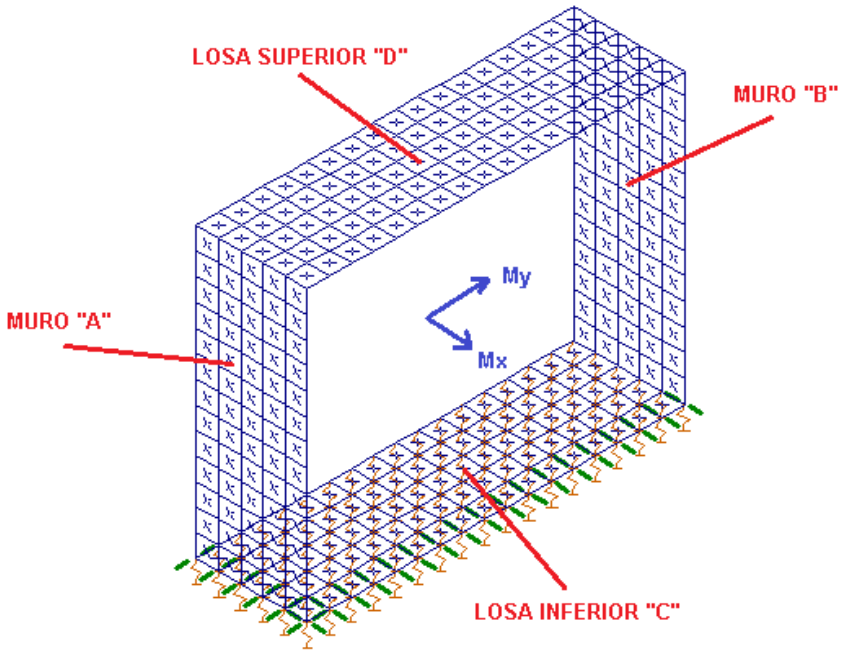


Figura 41 – Nomenclatura de los elementos de la sección cajón

4.2 CARGAS ACTUANTES

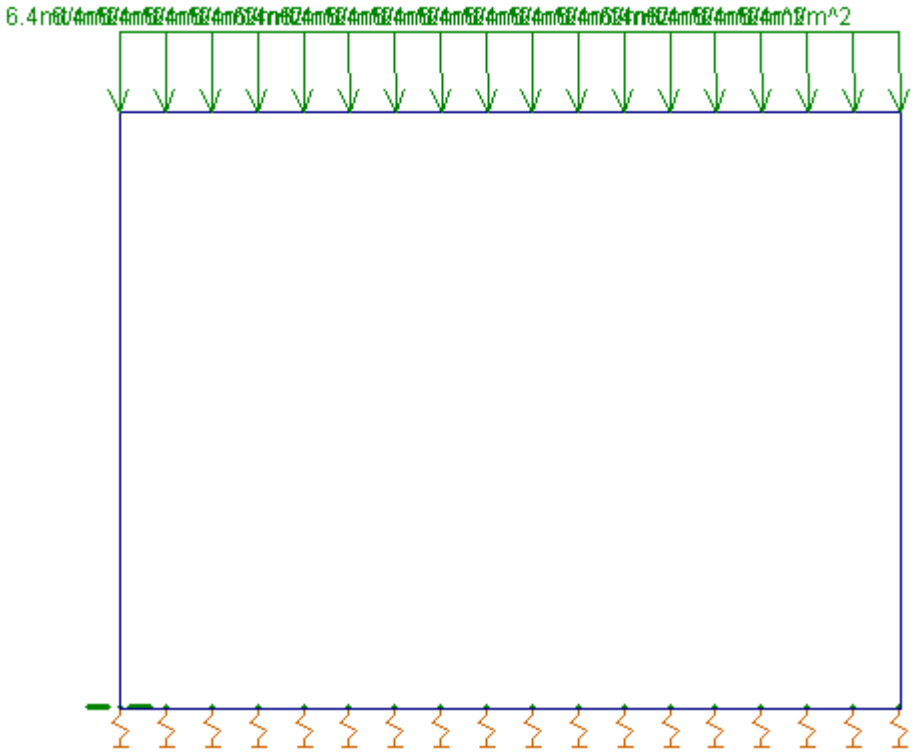


Figura 42 – Carga de peso propio (incluye cobertura de suelo)

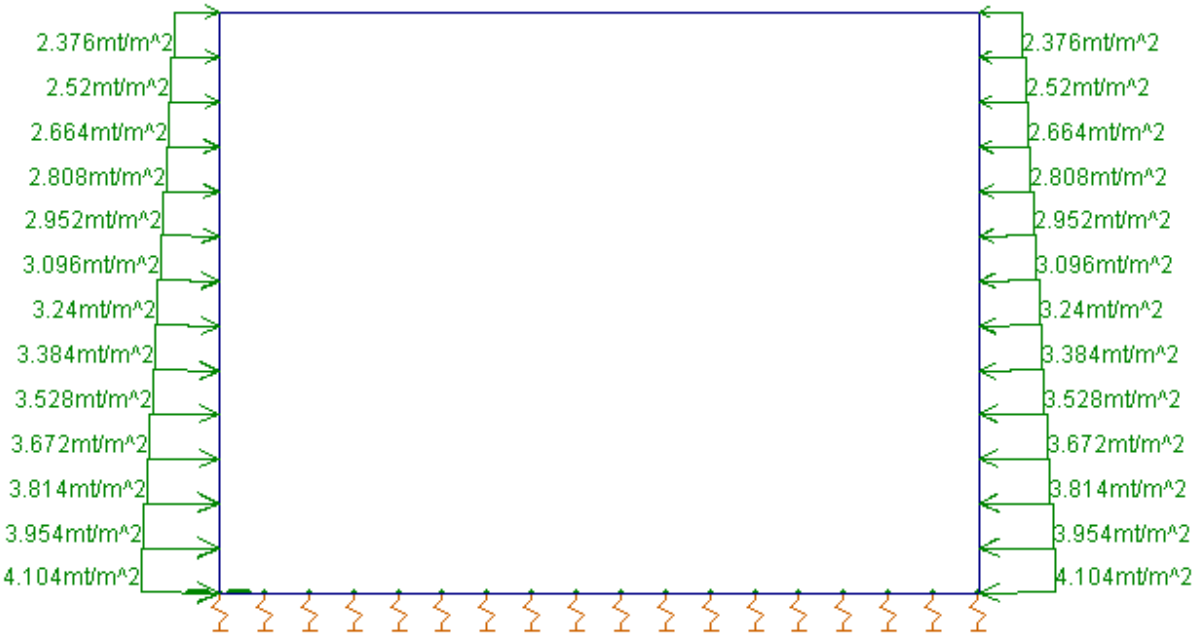


Figura 43 – Empuje de suelo estático húmedo

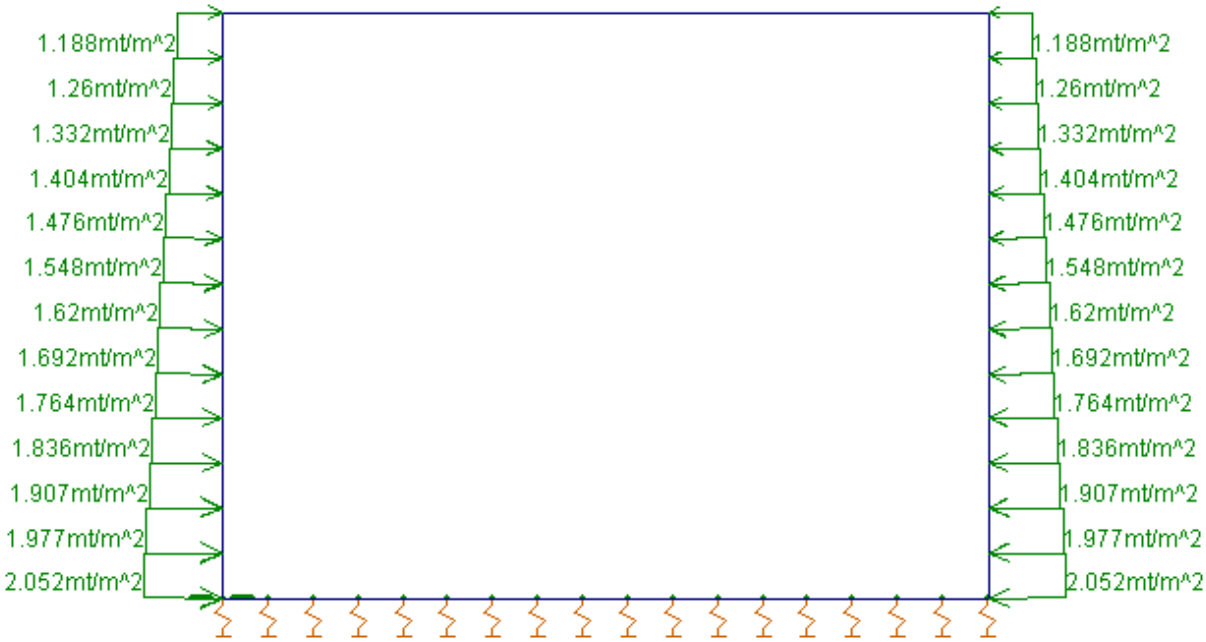


Figura 44 – Empuje de suelo estático sumergido

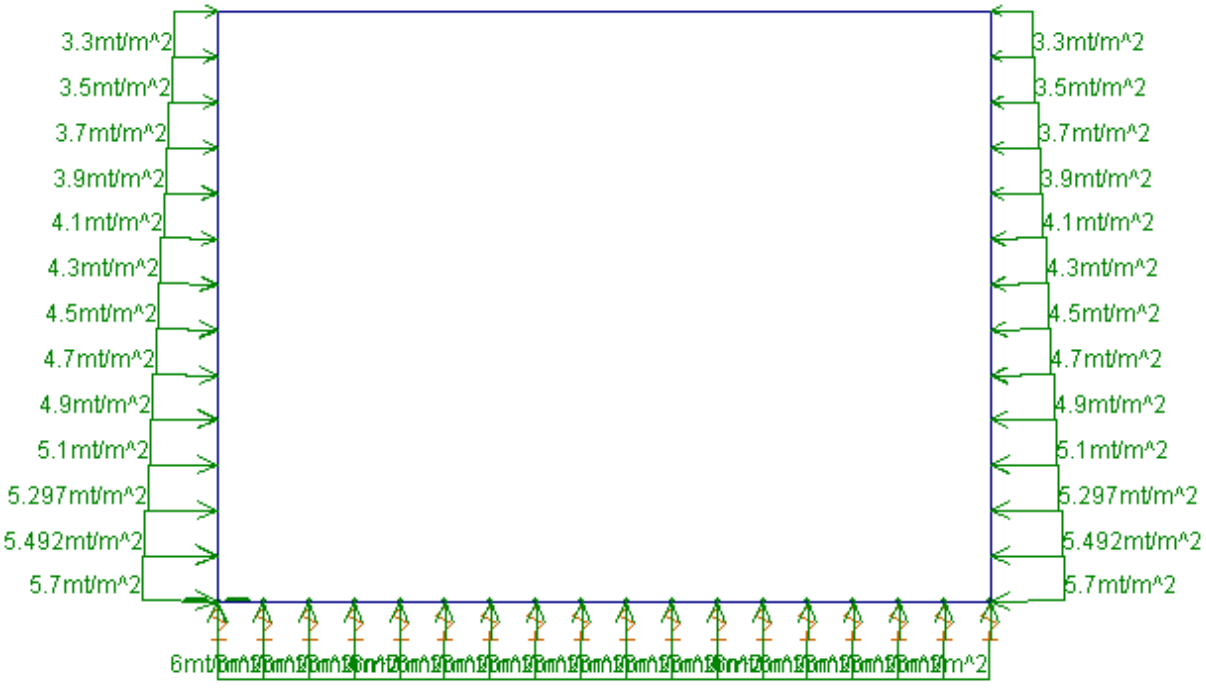


Figura 45 – Agua contenida en el suelo (napa)

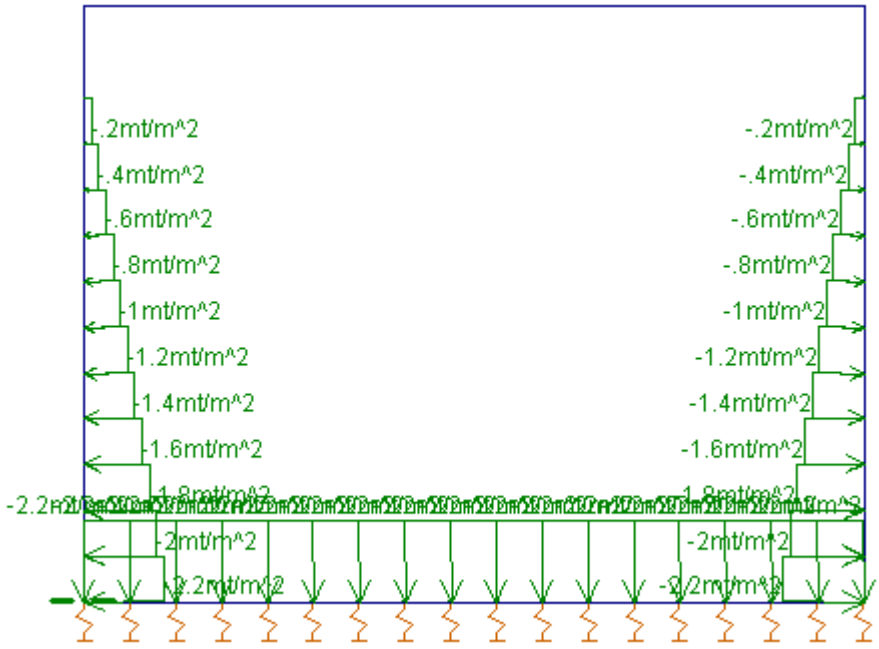


Figura 46 – Agua interior en condición de operación normal

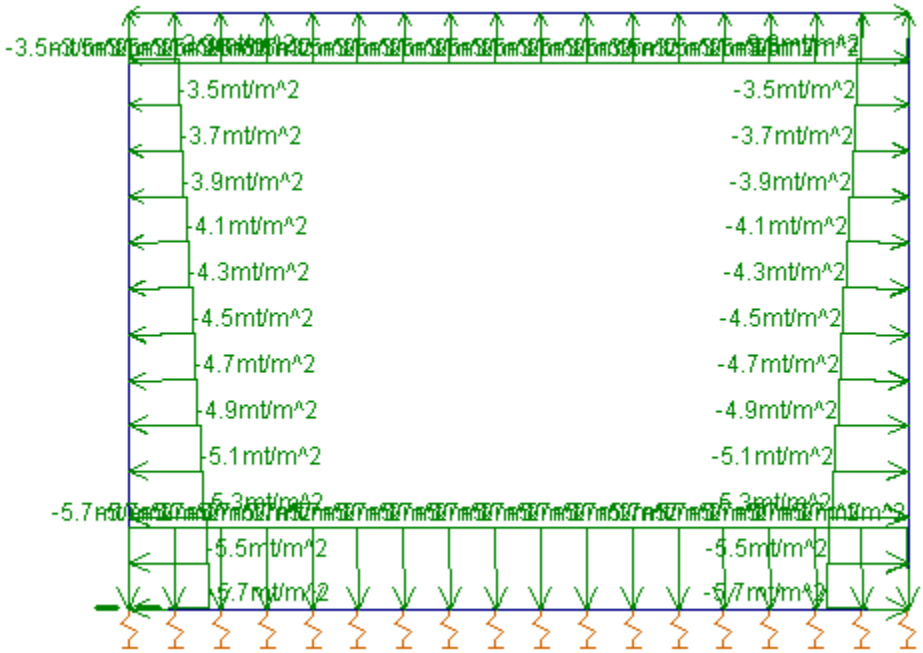


Figura 47 – Agua interior en presión

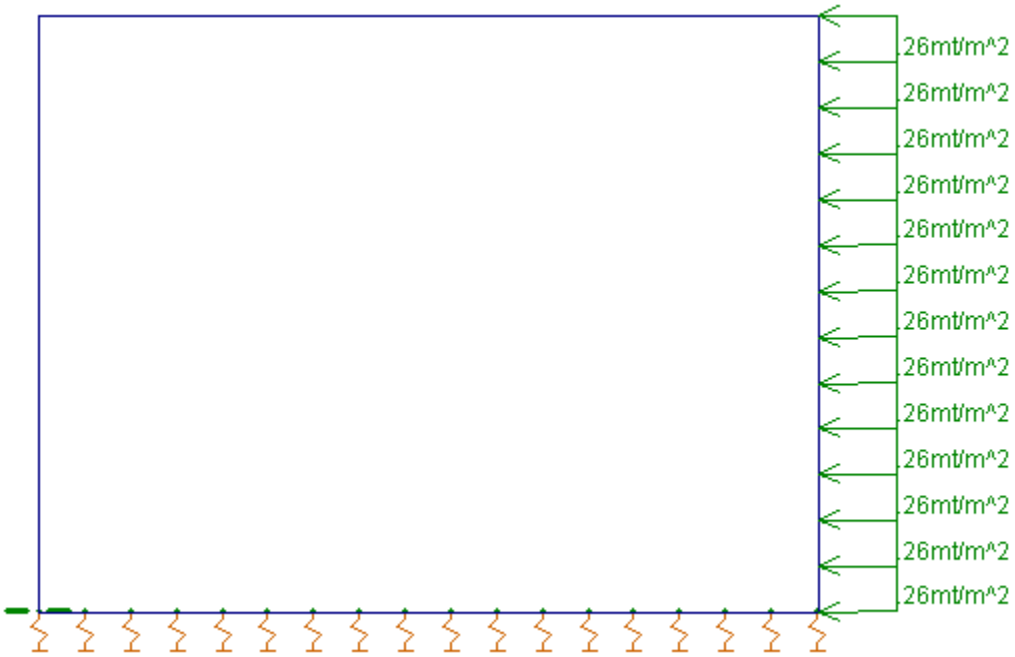


Figura 48 – Sismo del suelo

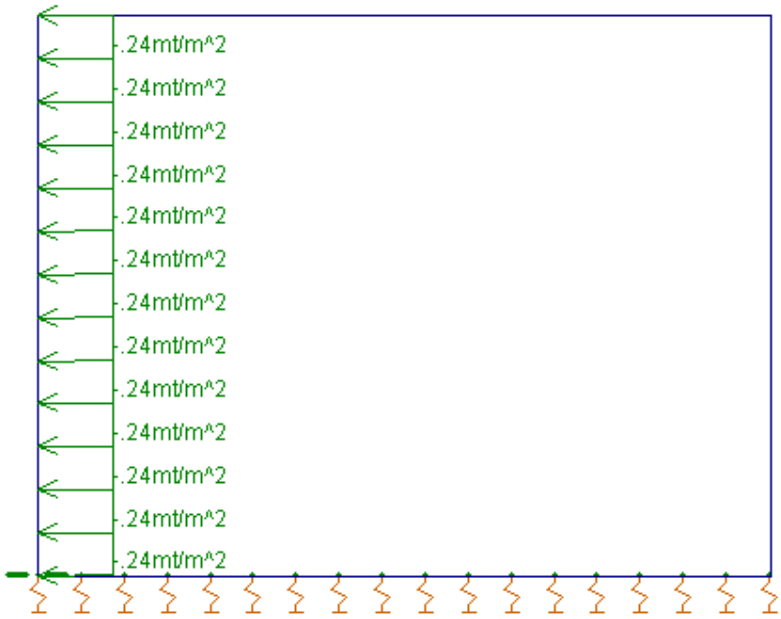


Figura 49 – Sismo del agua interior

4.3 ESFUERZOS RESULTANTES

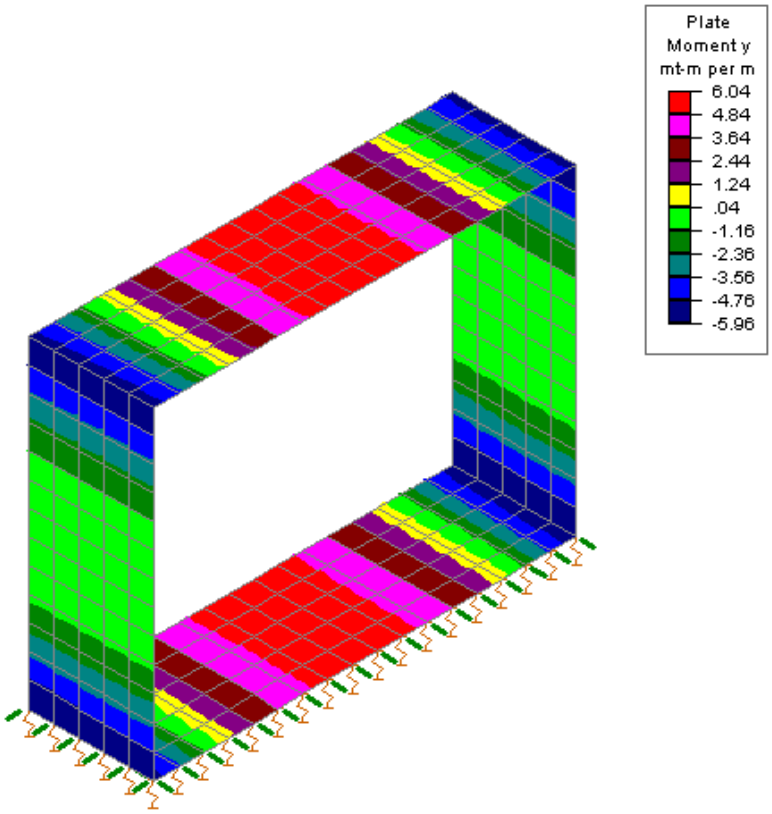


Figura 50 – Distribución de momento flector en dirección transversal (My) para condición crítica de cargas exteriores (se muestra solo este diagrama a modo de ejemplo)

Al igual que para el modelo de la cámara de limpieza, se realiza un modelo en Risa3D para la sección tipica con largo unitario y cobertura de relleno 3,2m, obteniéndose los siguientes resultados:

Tabla 11 – Esfuerzos máximos Mu/Qu C1 a C5 (H=3,2m)

Elem	Mux_max ton*m	Comb	Muy_max ton*m	Comb	Qux_máx ton	Comb	Quy_max ton	Comb	ϕVc ton
A	-0.72	1	-6.27	2	-3.28	2	-11.69	1	15.71
B	-0.69	4	-6.27	2	2.54	2	-12.21	4	15.71
C	-0.77	4	8.66	2	2.14	4	-18.39	2	15.71
D	-0.71	4	9.20	2	-1.79	4	16.14	2	15.71

Tabla 12 – Esfuerzos máximos M/Q C1 a C5 (H=3,2m)

Elem	Mx_max ton*m	Comb	My_max ton*m	Comb	Qx_máx ton	Comb	Qy_max ton	Comb
A	-0.59	7	-4.80	7	-2.45	7	-9.06	7
B	-0.52	7	-4.79	7	-1.93	7	-8.87	7
C	-0.61	7	6.19	8	1.58	7	-13.14	8
D	-0.56	7	6.57	8	-1.33	7	-11.73	7

Tabla 13 – Armadura requerida por tipo de elemento (H=3,2m)

Elem	M ton*m	e cm	As_min cm2/m	As_req cm2/m	Dist	As_prop cm2/m
A	6.27	30	8.33	6.95	18a20	12.72
B	6.27	30	8.33	6.95	18a20	12.72
C	8.66	30	8.33	9.68	18a20	12.72
D	9.20	30	8.33	10.30	18a20	12.72

Tabla 14 – Fisuración "w" en condición de servicio (H=3,2m)

Elem	M ton*m	e cm	Dist	As cm2/m	fs kg/cm2	Z ton/cm	w mm
A	4.80	30	18a20	12.72	1736	19.39	0.25
B	4.79	30	18a20	12.72	1733	19.35	0.25
C	6.19	30	18a20	12.72	2236	24.97	0.32
D	6.57	30	18a20	12.72	2376	26.53	0.34

Dado que el esfuerzo indicado para el elemento D es muy localizado, se acepta sobrepasar levamente w=0,3mm.

Se concluye de forma general para el diseño de las armaduras de la sección cajón y cámaras de inspección que dichas armaduras quedan controladas por el cumplimiento del control de fisuración con wmáx=0,3mm, por ello en términos de esfuerzos pueden parecer en algunos casos que es posible disminuir las cuantías, pero como se menciona, debe cumplirse con el ancho de fisuración en condición de servicio.

5 SECCIÓN TÍPICA DEL CANAL H=2,0M

Se considera la misma nomenclatura de elementos para el cálculo de sección H=3,2m.

Tabla 15 – Esfuerzos máximos Mu/Qu C1 a C5 (H=2,0m)

Elem	Mux_max ton*m	Comb	Muy_max ton*m	Comb	Qux_máx ton	Comb	Quy_max ton	Comb	ϕVc ton
A	-0.53	1	-4.59	2	-2.33	2	-8.85	1	15.71
B	-0.51	4	-4.59	2	1.80	2	-9.43	4	15.71
C	-0.56	4	6.17	2	1.61	4	-13.02	2	15.71
D	-0.48	4	6.24	2	-1.26	4	10.73	2	15.71

Tabla 16 – Esfuerzos máximos M/Q C1 a C5 (H=2,0m)

Elem	Mx_max ton*m	Comb	My_max ton*m	Comb	Qx_máx ton	Comb	Qy_max ton	Comb
A	-0.42	7	-3.44	7	-1.73	7	-6.86	7
B	-0.38	7	-3.43	7	-1.37	7	-6.73	7
C	-0.44	7	4.40	8	1.15	7	-9.30	8
D	-0.37	7	4.46	8	-0.91	7	-7.77	7

Tabla 17 – Armadura requerida por tipo de elemento (H=2,0m)

Elem	M ton*m	e cm	As_min cm2/m	As_req cm2/m	Dist	As_prop cm2/m
A	4.59	30	8.33	5.06	16a20	10.05
B	4.59	30	8.33	5.06	16a20	10.05
C	6.17	30	8.33	6.84	16a20	10.05
D	6.24	30	8.33	6.92	16a20	10.05

Tabla 18 – Fisuración "w" en condición de servicio (H=2,0m)

Elem	M ton*m	e cm	Dist	As cm2/m	fs kg/cm2	Z ton/cm	w mm
A	3.44	30	16a20	10.05	1574	17.37	0.23
B	3.43	30	16a20	10.05	1571	17.34	0.23
C	4.40	30	16a20	10.05	2015	22.24	0.29
D	4.46	30	16a20	10.05	2039	22.51	0.29

6 CÁLCULO DE LOSETA

6.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

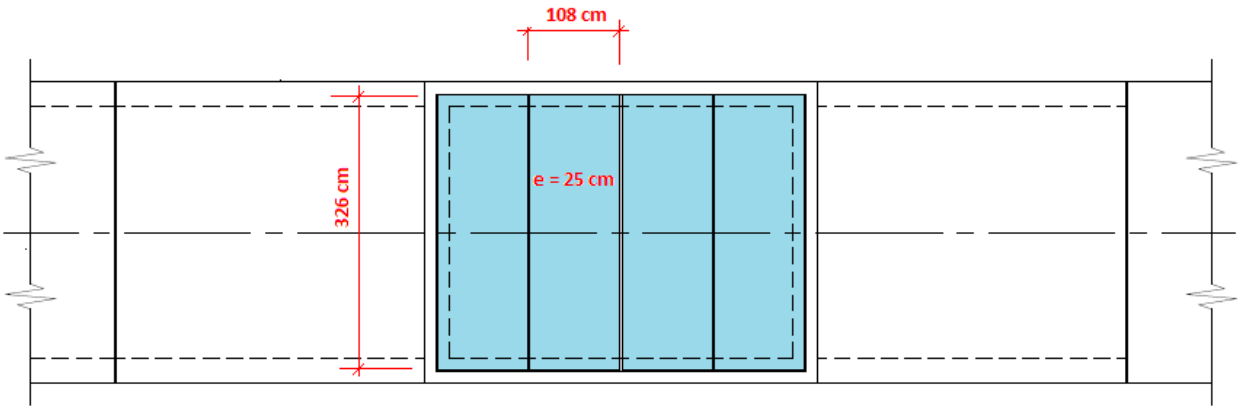


Figura 51 – Dimensiones losetas superiores sobre cámaras de inspección

6.2 CARGAS ACTUANTES Y ESFUERZOS RESULTANTES

El comportamiento de las losetas sometidas a carga directa de tránsito se puede modelar como viga simplemente apoyada con carga puntual de la rueda del camión tipo AASHTO HS20-44 y carga uniformemente distribuida correspondiente a su peso propio. Se considera una carga de rueda de 7,26 ton y un factor de impacto 1,3.

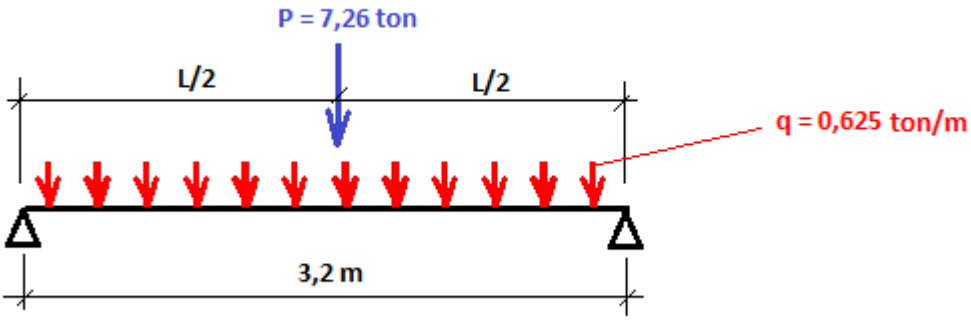


Figura 52 – Modelo de cálculo de la loseta

Mu = 1,2·1/8·0,625·3,2^2 + 1,6·7,26·1,3·3,2/4 = 13 ton·m

As_req = 19cm^2/m => fe malla inferior 16a10 y superior 16a20

Vu = 8,75 ton

ϕVc = 0,75·0,53·$\sqrt{}$250·100·20 = 12,57 ton > Vu => OK cumple el corte

Para la verificación de caso con eje completo sobre la loseta (mayor efecto de corte que de flexión).

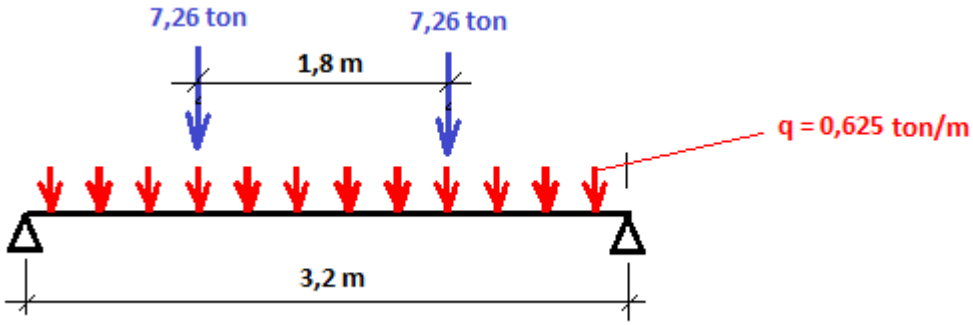


Figura 53 – Modelo de cálculo

Mu = 1,2·1/8·0,625·3,2^2 + 1,6·7,26·1,3·0,7 = 11,5 ton·m (es menor al caso anterior)

Vu = 16,3 ton > ϕVc = 12,57 ton, necesita armadura al corte

Vs = Vu-ϕVc = 3,73 ton

Av = Vs·s/fy·d = 3730 · 20 / (4200 · 20) = 0,88 cm^2/m cumple con estribo 12a20

7 CÁLCULO DE CHIMENEAS DE INSPECCIÓN

Tabla 19 – Datos generales Chimeneas de inspección

N°	Dm	Cota		H	h-chim
		Radier	Tapa	m	m
1	78	470.11	475.8	5.69	3.19
2	109	469.9	475.67	5.77	3.27
3	210	469.23	475.06	5.83	3.33
4	300	468.64	474.29	5.65	3.15
5	422	467.83	473.6	5.77	3.27
6	553	466.97	472.13	5.16	2.66
7	650	466.33	471.34	5.01	2.51
8	759	465.61	470.66	5.05	2.55
9	879	464.82	469.41	4.59	2.09
10	999	464.03	468.86	4.83	2.33
11	1120	463.23	468.26	5.03	2.53
12	1243	462.42	466.22	3.8	1.3
13	1350	461.71	465.79	4.08	1.58
14	1459	460.99	464.66	3.67	1.17
15	1574	459.23	463.68	4.45	1.95
16	1692	459.45	462.16	2.71	0.21

La tabla muestra la altura libre de cada una de las 16 chimeneas proyectadas en todo el trazado. Se modelan 2 casos, uno con la altura máxima libre de 3,33m y otro con una altura media de 2,0m, donde quedan contenidas 5 chimeneas a partir de la N°12 hasta la N°16.

7.1 CARGAS ACTUANTES

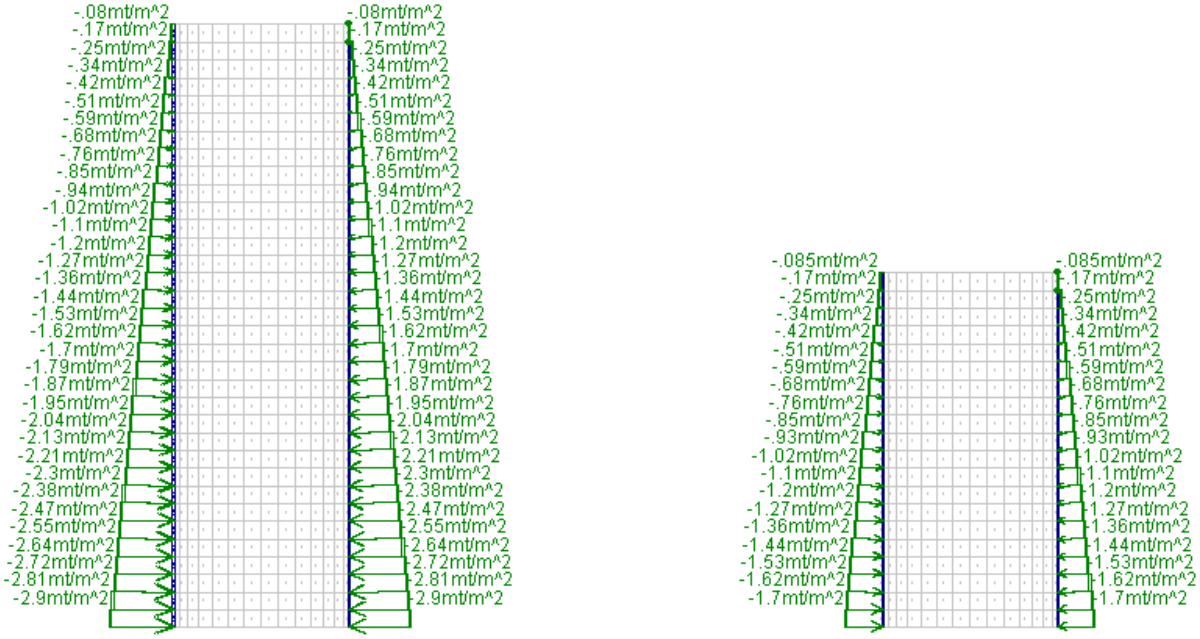


Figura 54 – Distribución de empuje estático de suelo húmedo

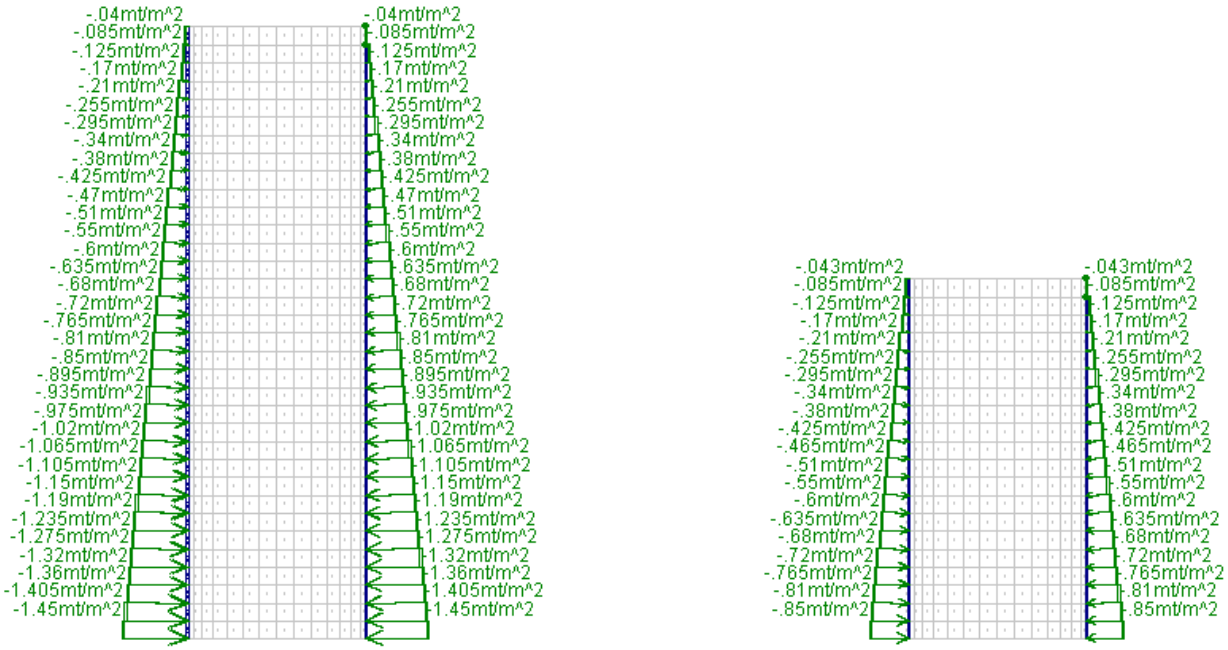


Figura 55 – Distribución de empuje estático de suelo sumergido

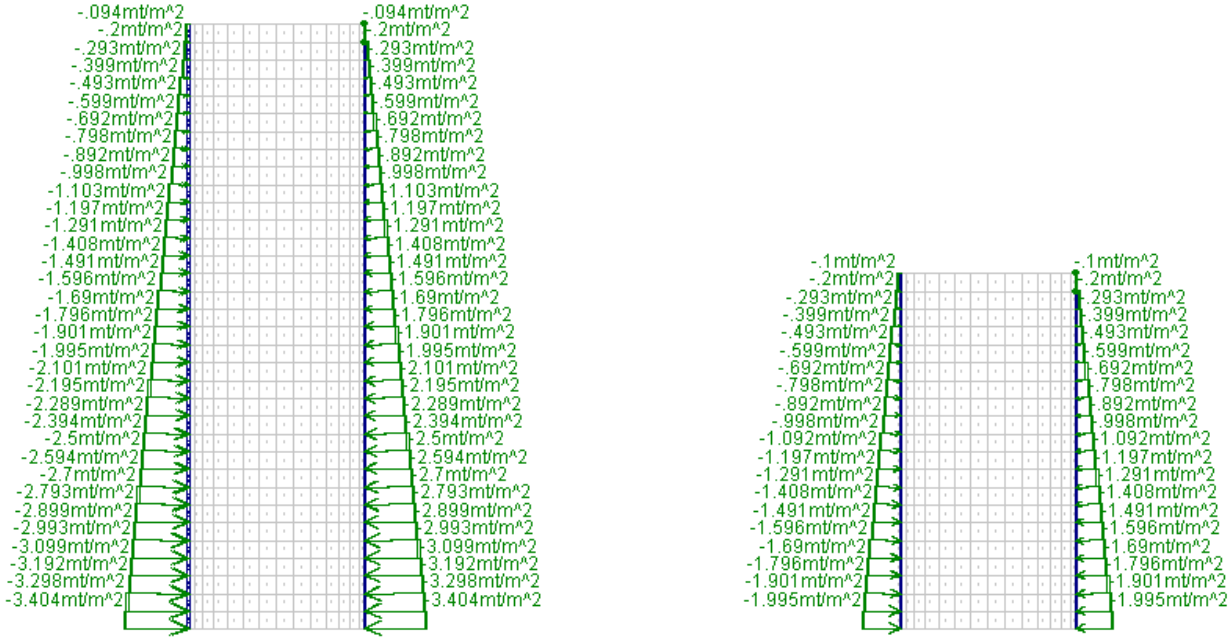


Figura 56 – Empuje de napa

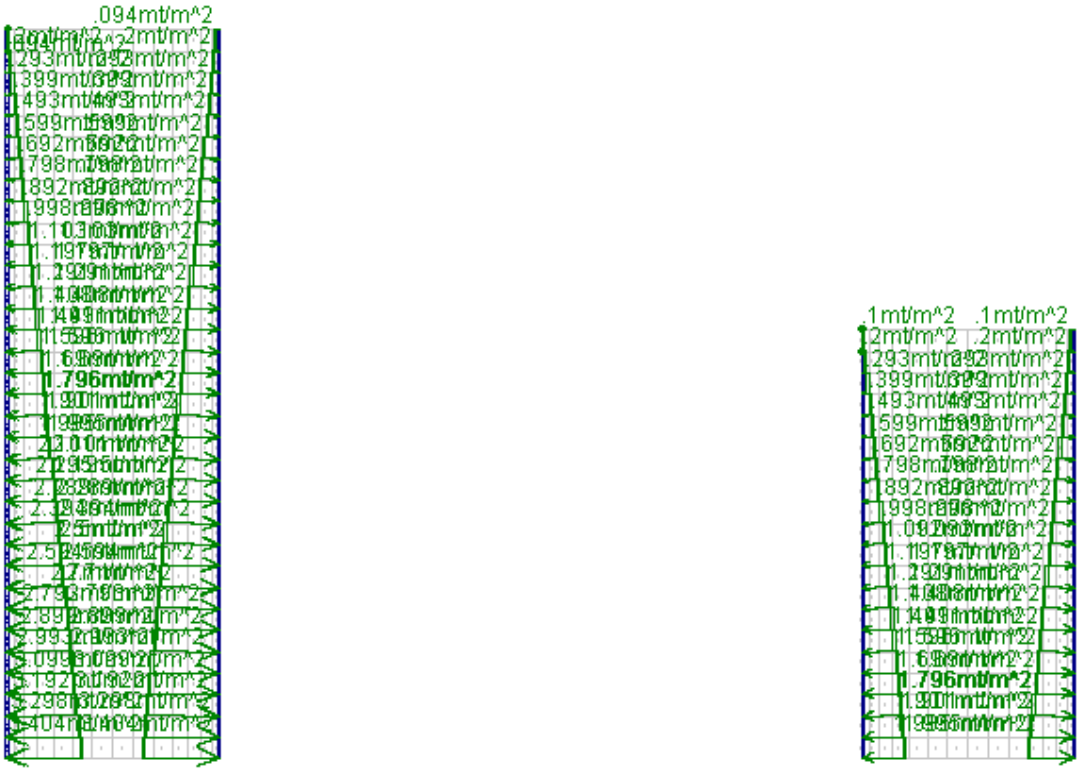


Figura 57 – Empuje de agua interior en presión

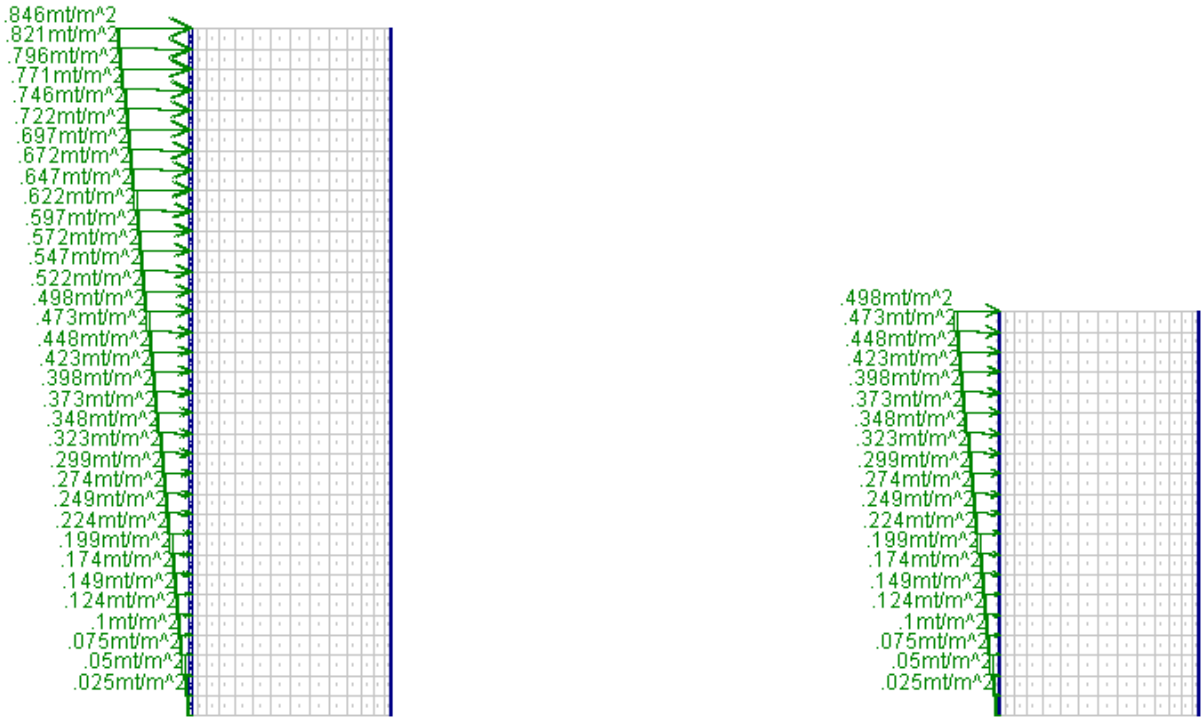


Figura 58 – Empuje sísmico de Mononobe-Okabe

BLC1 : peso propio

BLC2 : empuje exterior estático húmedo

BLC3 : empuje exterior estático sumergido

BLC4 : napa

BLC5 : agua interior (subpresión a tope de superficie)

BLC6 : empuje sísmico

Se tienen las siguientes combinaciones de cargas:

C1 : estática ext - serv - = BLC1+BLC3+BLC4

C2 : estática int en presión - serv- = BLC1+BLC4

C3 : sísmico - serv - = BLC1+BLC2+BLC6

C4 : estática ext - may - = 1,2BLC1+1,6BLC3+1,2BLC4

C5 : estática int en presión - may- = 1,4BLC1+1,4BLC4

C6 : sísmico - may - = 1,2BLC1+1,6BLC2+1,4BLC6

Load Combinations

Combinations | Design

	Description	Sol...	P...	S...	BLC	Factor	BLC	Factor	BLC	Factor	B
1	C1 ESTÁTICO EXT - SERV -	☑			1	1	3	1	4	1	
2	C2 ESTÁTICO EN PRESIÓN - SERV -	☑			1	1	4	1			
3	C3 SÍSMICO - SERV -	☑			1	1	2	1	6	1	
4	C4 ESTÁTICO EXT - MAY -	☑			1	1.2	3	1.6	4	1.2	
5	C5 ESTÁTICO EN PRESIÓN - MAY -	☑			1	1.4	4	1.4			
6	C6 SÍSMICO - MAY -	☑			1	1.2	2	1.6	6	1.4	

Figura 59 – Combinaciones en modelo Risa3D

7.2 ESFUERZOS RESULTANTES

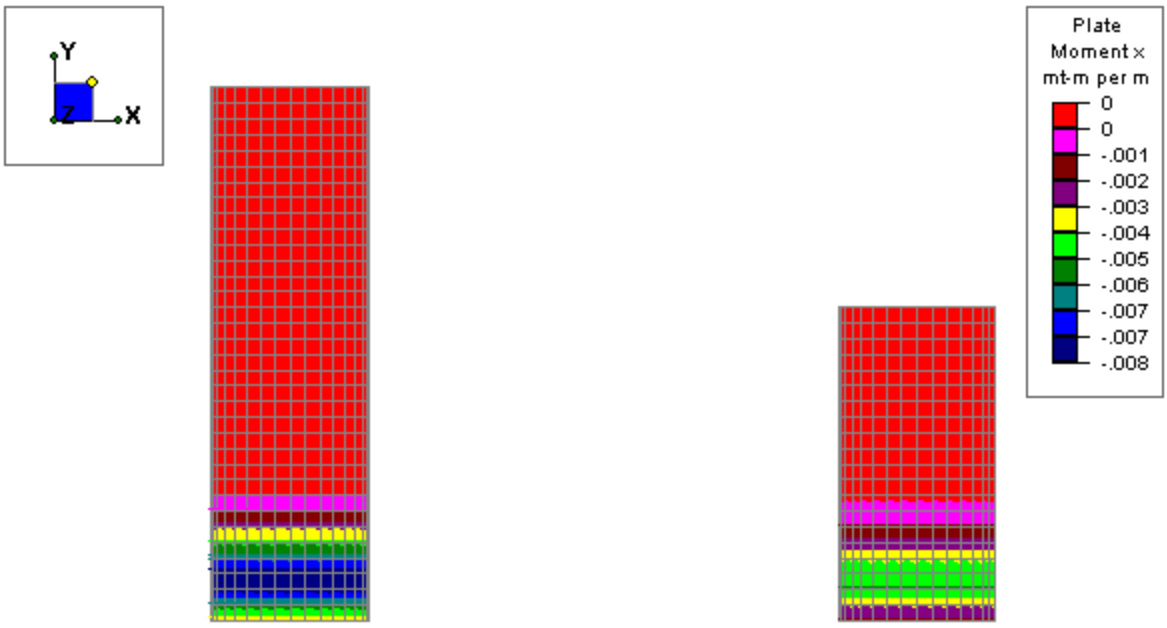


Figura 60 – Mx para combinación mayorada C4

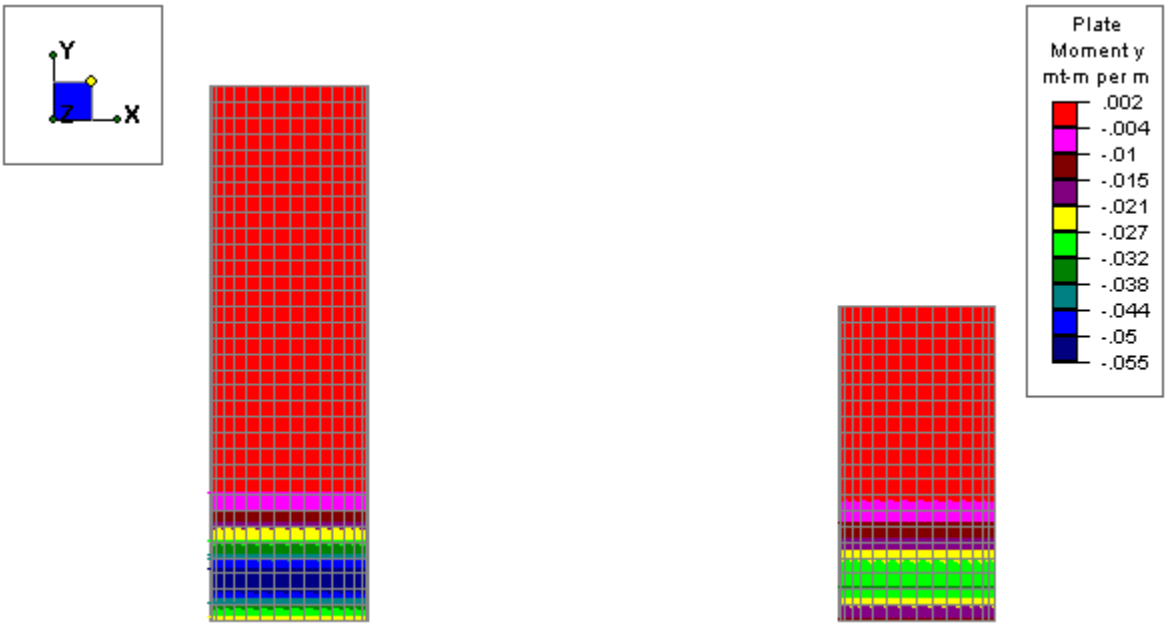


Figura 61 – My para combinación mayorada C4

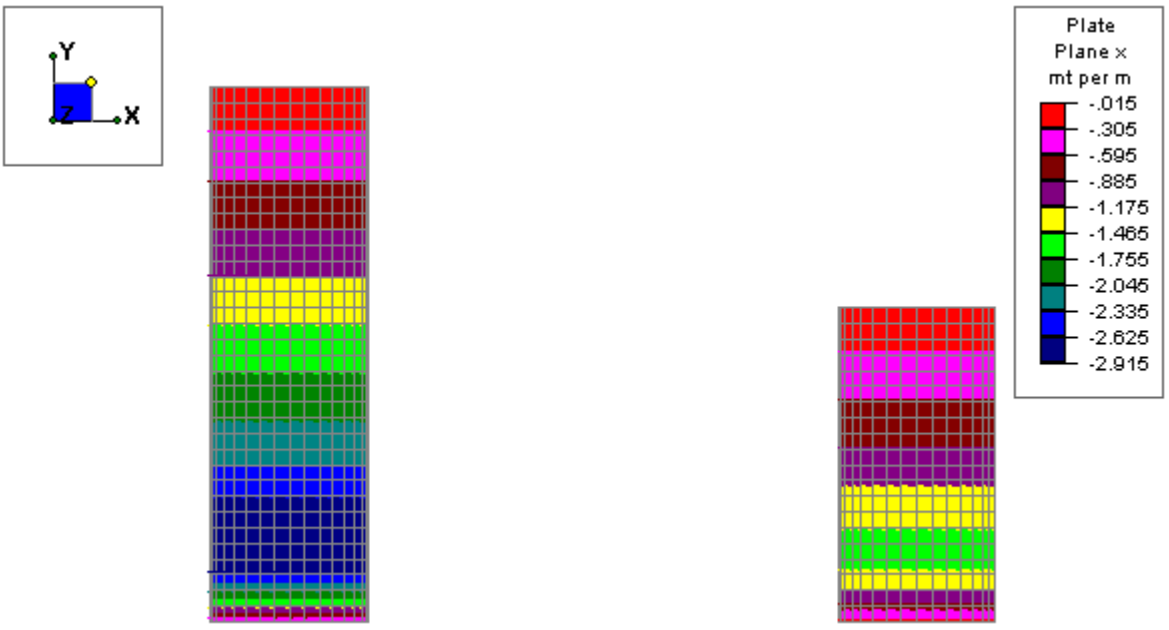


Figura 62 – Fx para combinación mayorada C4 (compresión horizontal)

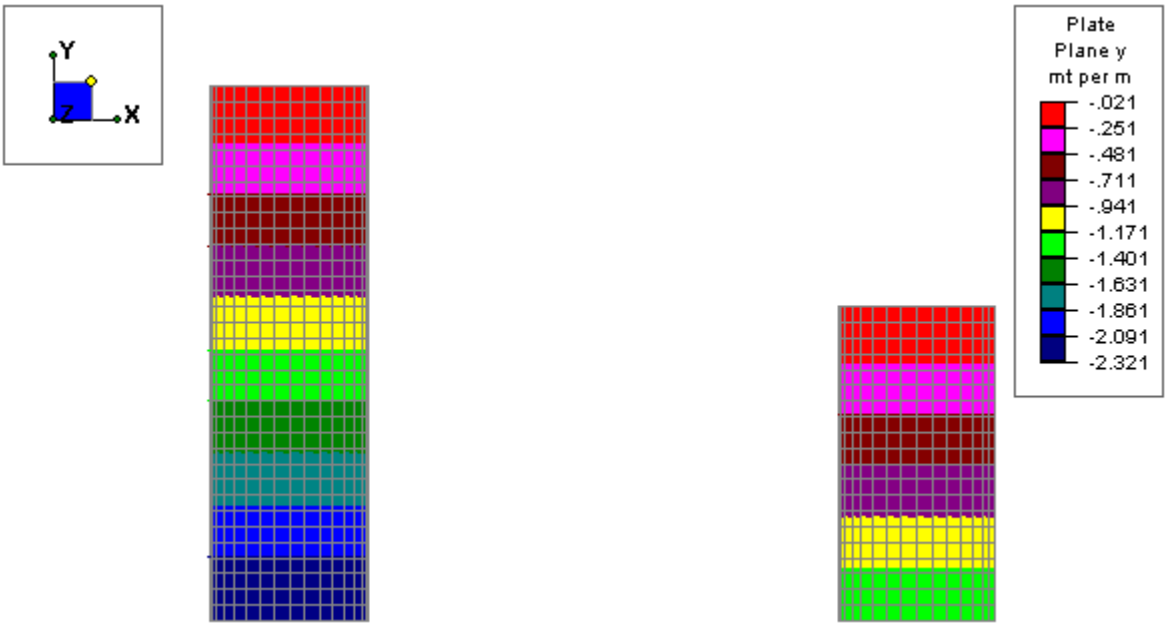


Figura 63 – Fy para combinación mayorada C4 (compresión vertical)

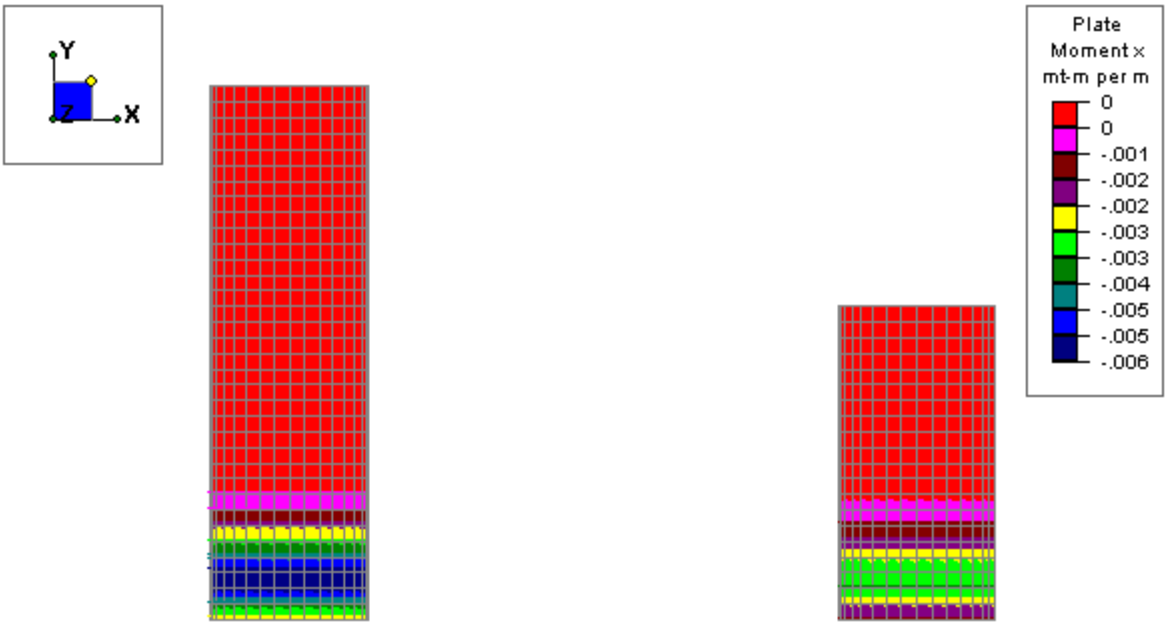


Figura 64 – Mx para combinación mayorada C5

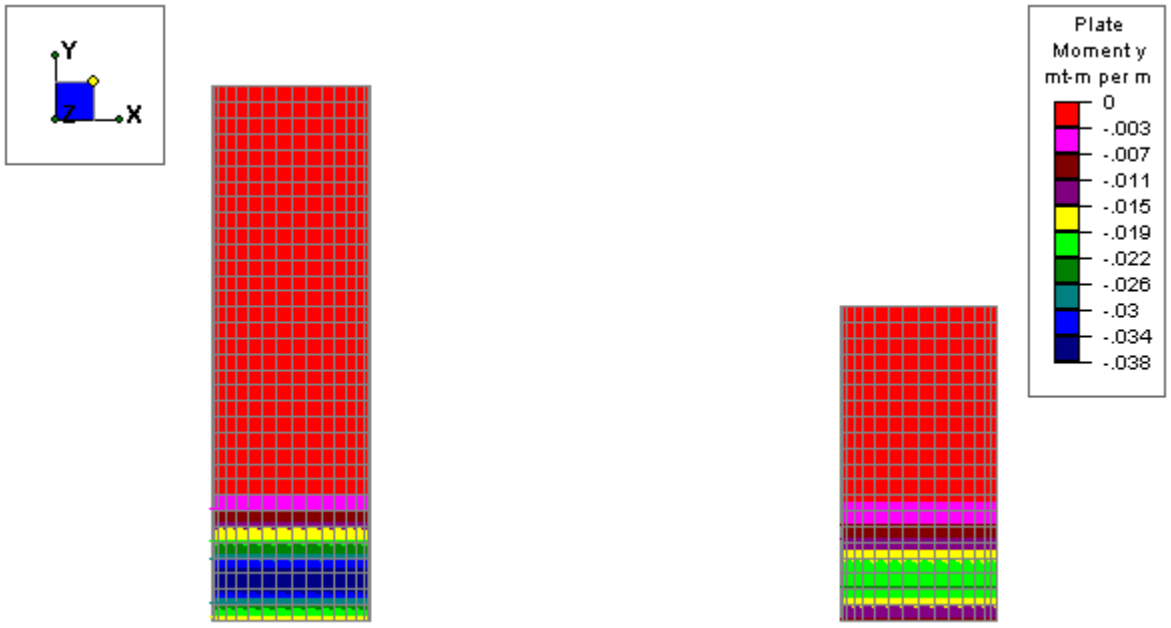


Figura 65 – My para combinación mayorada C5

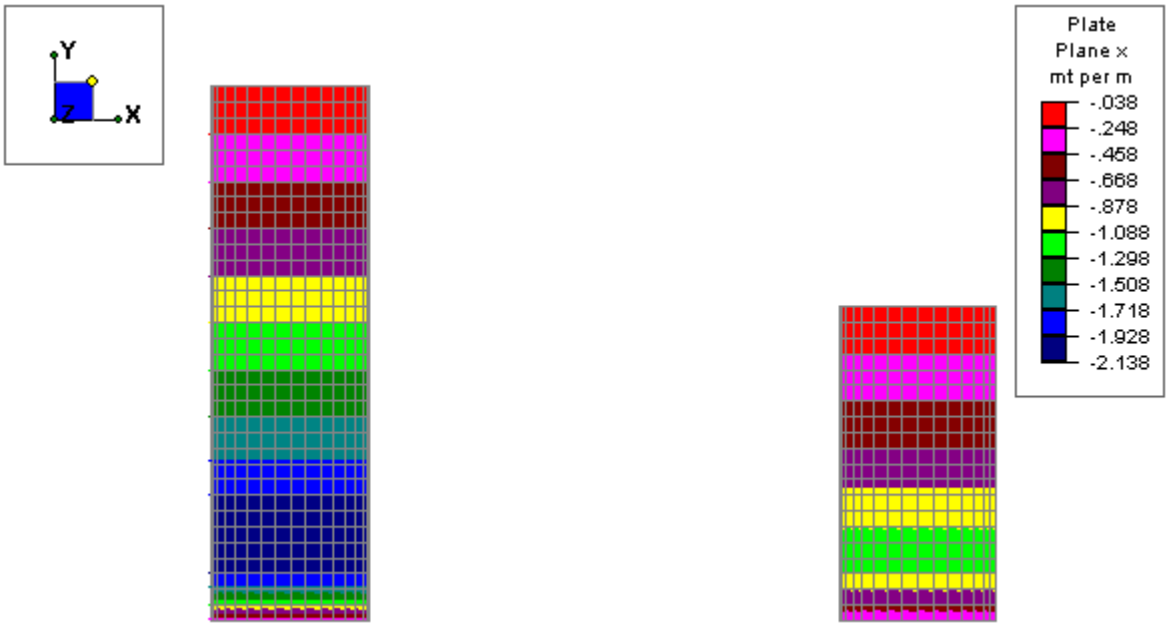


Figura 66 – Fx para combinación mayorada C5 (compresión horizontal)

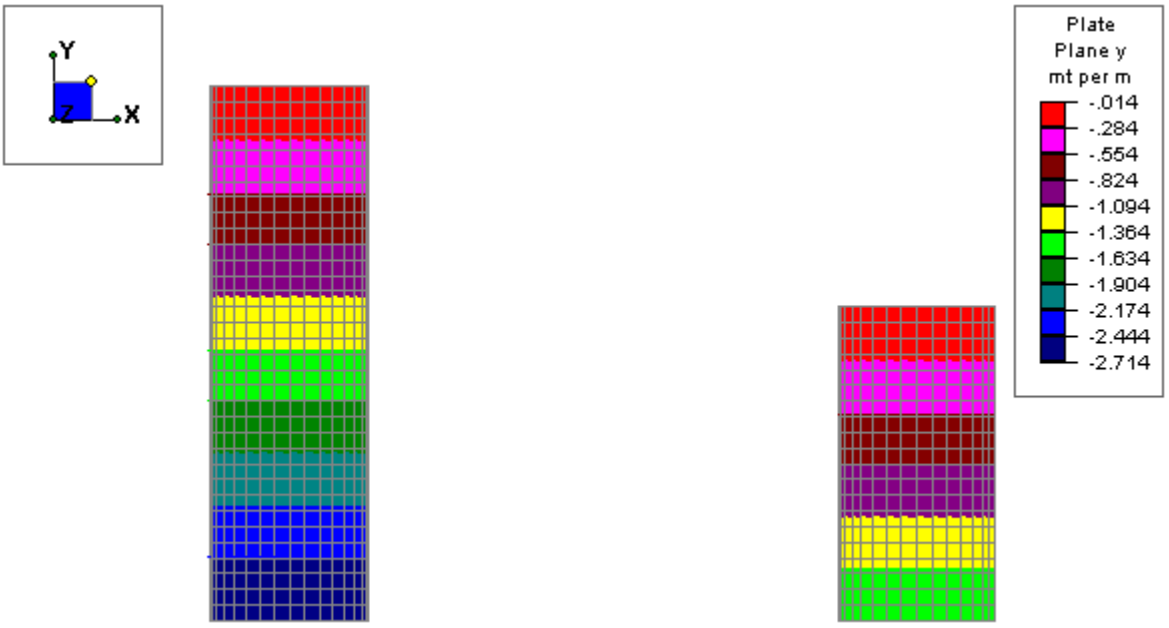


Figura 67 – Fy para combinación mayorada C6 (compresión vertical)

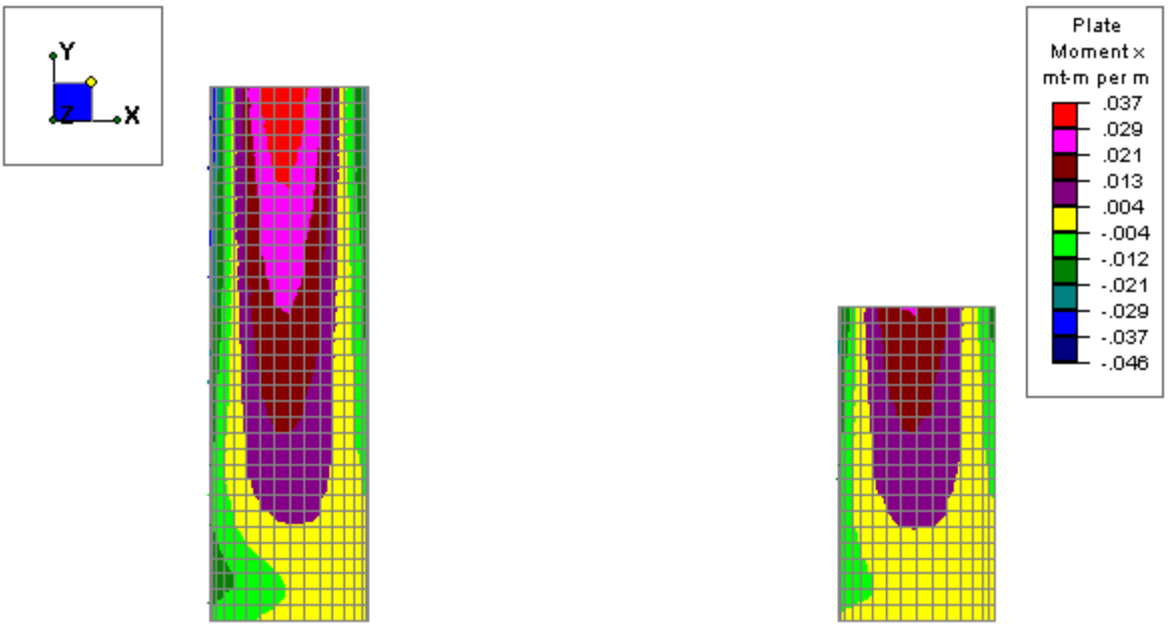


Figura 68 – Mx para combinación mayorada C6

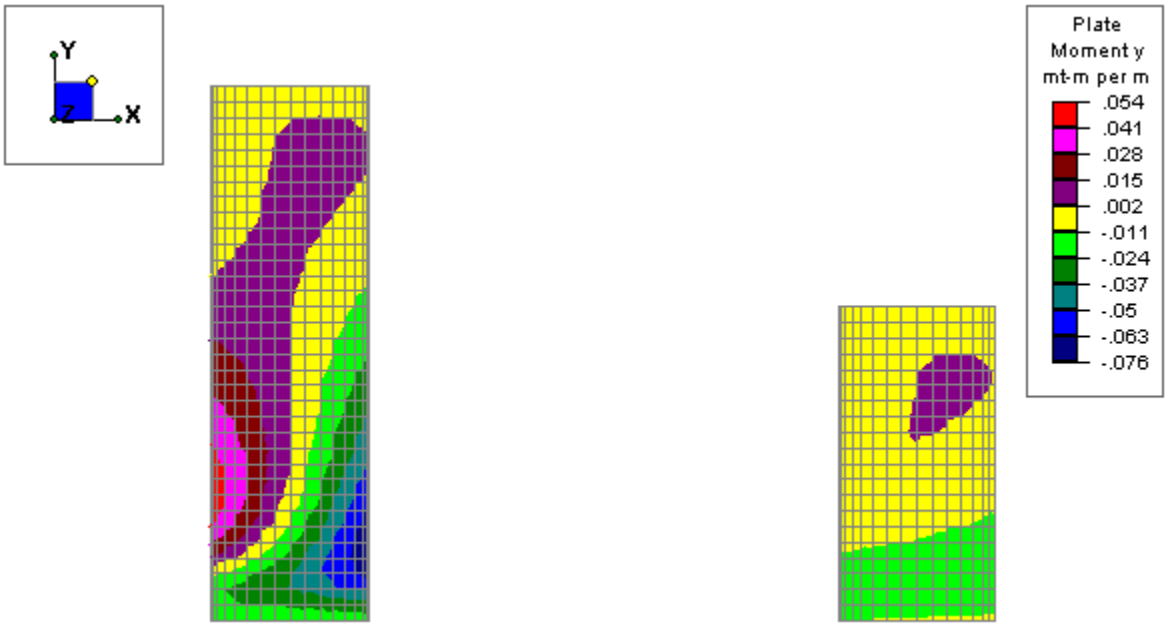


Figura 69 – My para combinación mayorada C6

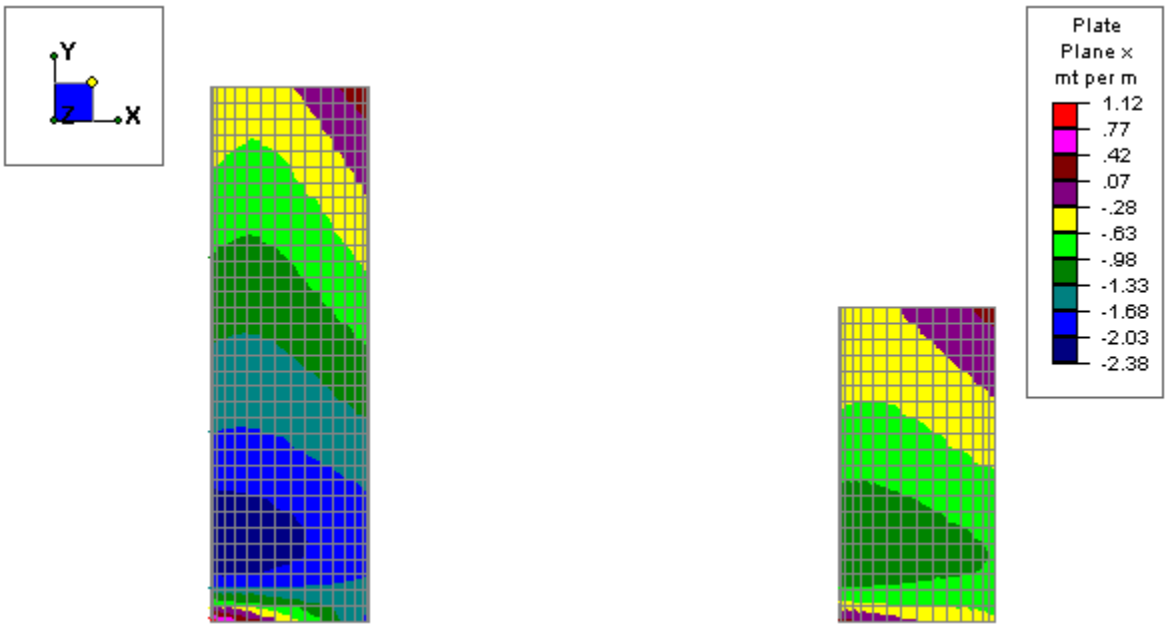


Figura 70 – Fx para combinación mayorada C6

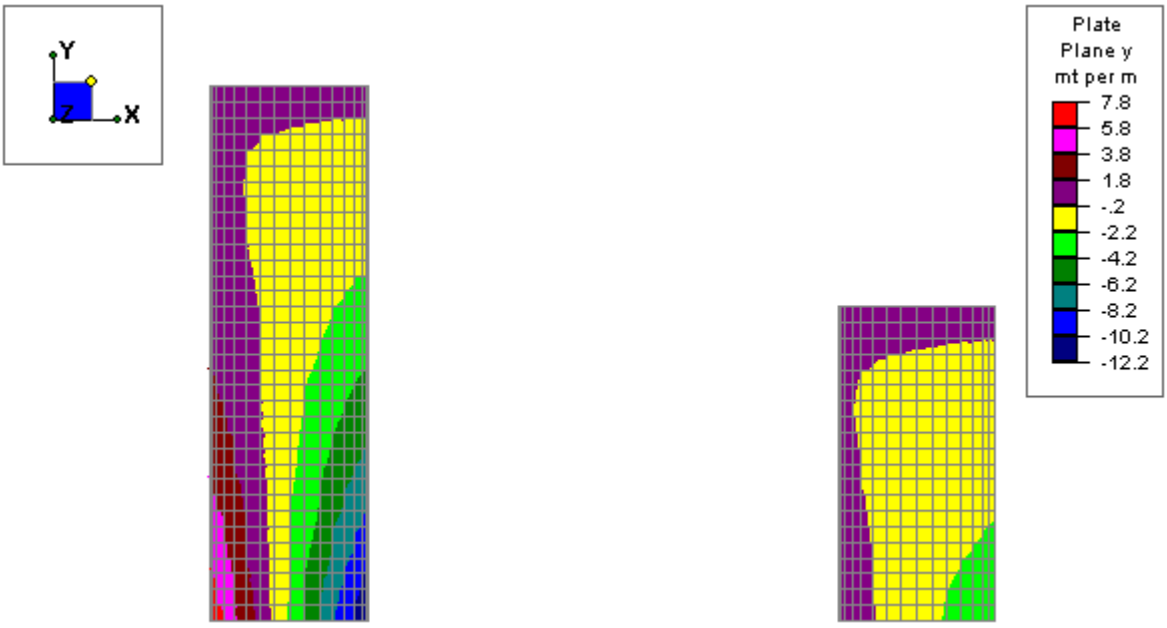


Figura 71 – Fy para combinación mayorada C6

Tabla 20 – Esfuerzos mayorados para H=3,4m

Elem	Mux_max ton*m	Comb	Muy_max ton*m	Comb	Qux_máx ton	Comb	Quy_max ton	Comb	ϕVc ton
P	-0.04	6	-0.07	6	-0.19	6	-0.47	4	12.57

Tabla 21 – Armaduras requeridas (H=3,4m)

Elem	M ton*m	e cm	As_min cm2/m	As_req cm2/m	Dist	As_prop cm2/m
P	0.07	25	6.66	0.09	10a20	3.93

Tabla 22 – Ancho de fisuración por flexión (H=3,4m)

Elem	M ton*m	e cm	Dist	As cm2/m	fs kg/cm2	Z ton/cm	w mm
A	0.04	25	10a20	3.93	61	0.66	0.01

Tabla 23 – Esfuerzos mayorados para H=2,0m

Elem	Mux_max ton*m	Comb	Muy_max ton*m	Comb	Qux_máx ton	Comb	Quy_max ton	Comb	ϕVc ton
P	-0.03	6	-0.03	4	-0.11	6	-0.28	4	12.57

Tabla 24 – Armaduras requeridas (H=2,0m)

Elem	M ton*m	e cm	As_min cm2/m	As_req cm2/m	Dist	As_prop cm2/m
P	0.03	25	6.66	0.04	10a20	3.93

Tabla 25 – Ancho de fisuración por flexión (H=2,0m)

Elem	M ton*m	e cm	Dist	As cm2/m	fs kg/cm2	Z ton/cm	w mm
A	0.03	25	10a20	3.93	37	0.39	0.01

El cálculo de armadura también considera el comportamiento en flexión como un elemento cilíndrico en voladizo sometido al momento provocado por las fuerzas sísmicas del suelo y de inercia. Para Mu=8,63 ton*m se tiene el siguiente cálculo de armaduras verticales.

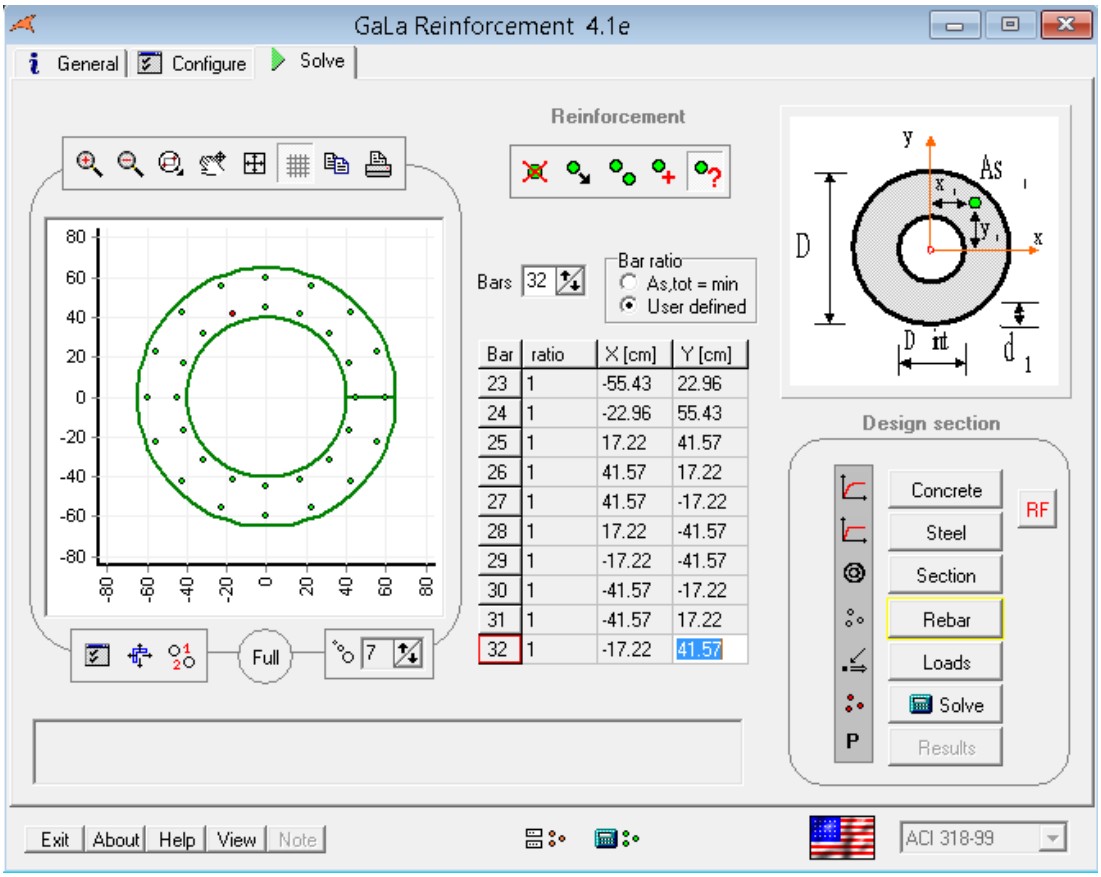
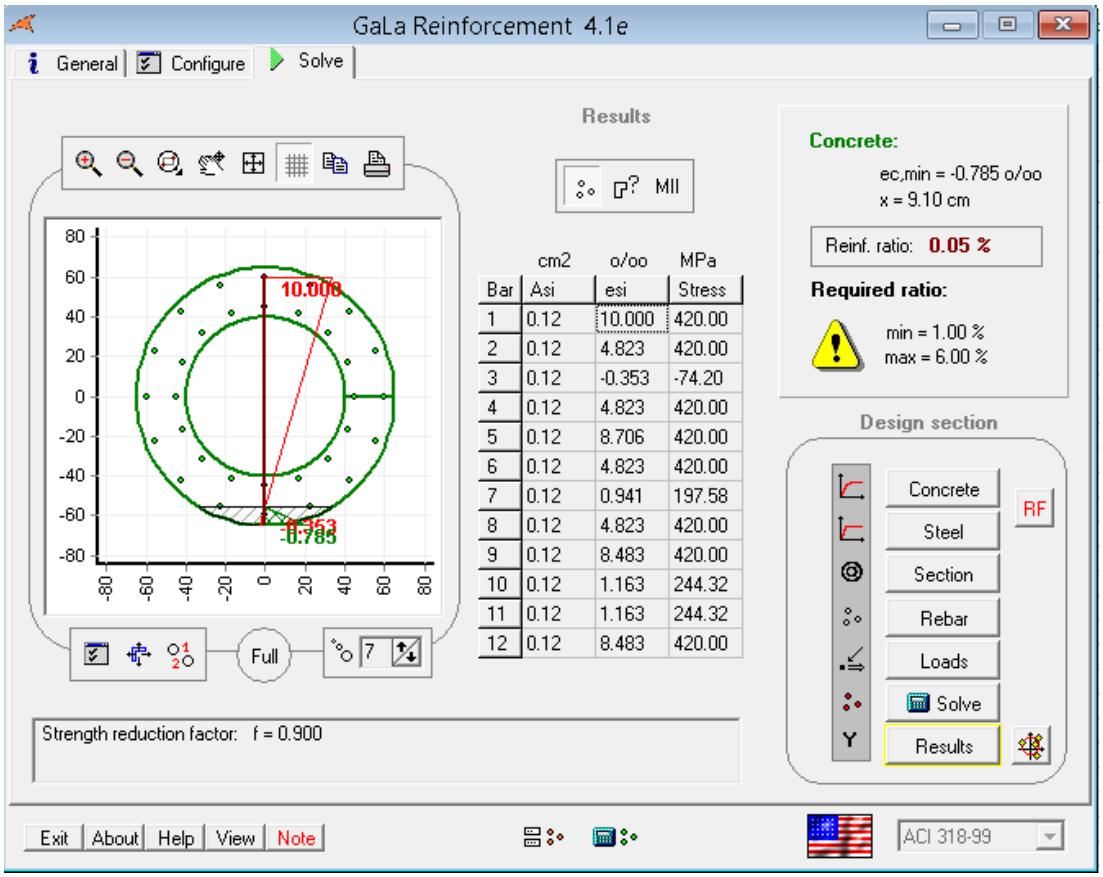


Figura 72 – Sección cilíndrica armada (Dint=0,8m)



Bar	cm2 Asi	o/oo esi	MPa Stress
1	0.12	10.000	420.00
2	0.12	4.823	420.00
3	0.12	-0.353	-74.20
4	0.12	4.823	420.00
5	0.12	8.706	420.00
6	0.12	4.823	420.00
7	0.12	0.941	197.58
8	0.12	4.823	420.00
9	0.12	8.483	420.00
10	0.12	1.163	244.32
11	0.12	1.163	244.32
12	0.12	8.483	420.00

Figura 73 – Armadura requerida

8 VERIFICACIÓN TUBERÍA COLGANTE BAJO CRUCE CAMINO MELIPILLA

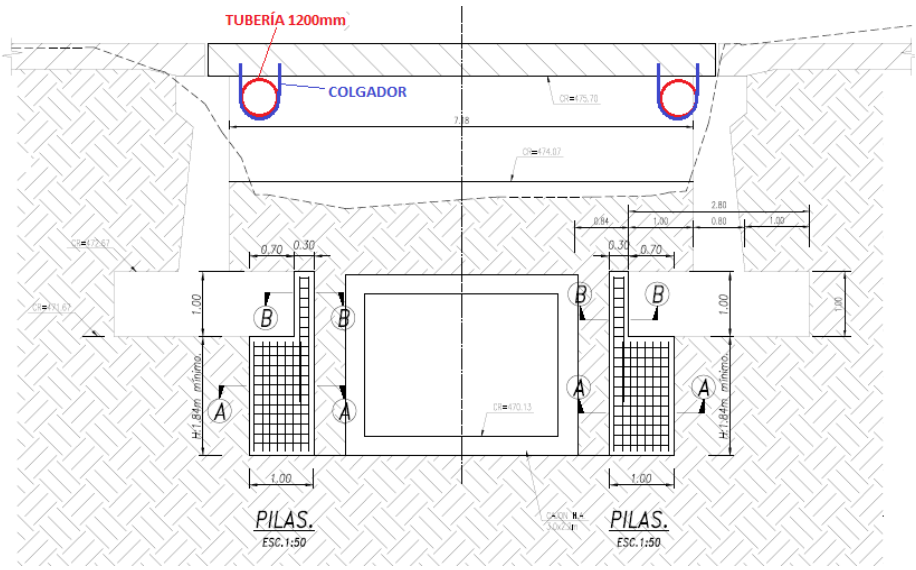


Figura 74 – Tubería colgante en cruce Camino Melipilla

Por el proceso constructivo del cajón bajo el puente en cruce de camino Melipilla, se propone entubamiento del cauce actual del canal Santa marta en tubería D=120mm, la que se proyecta anclaga mediante colgadores a la actual losa del puente camino melipilla.

De acuerdo a planos del puente, la losa armada inferior tiene un espesor de 45cm. Se muestra la verificación principal que corresponde al espaciamiento de los soportes para no afectar la tubería de HDPE lisa.

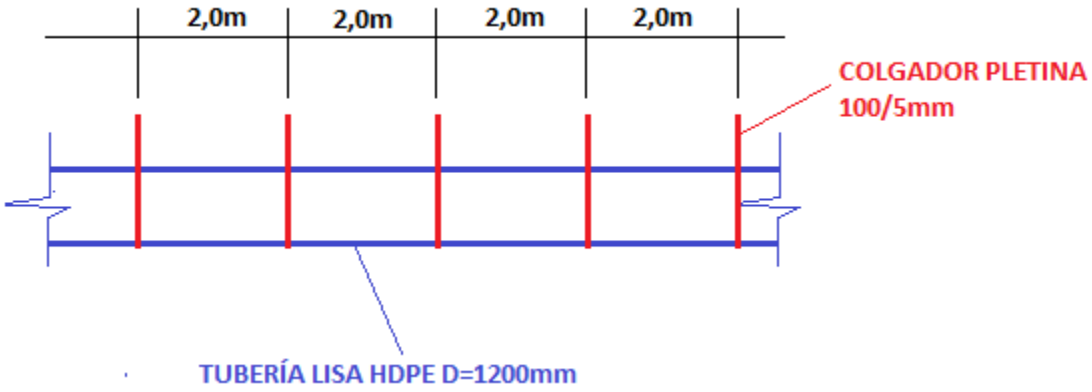


Figura 75 – Separación de los soportes de apoyo de la tubería

Cracterísticas de la tubería

HDPE lisa D=1200mm PE80 (σ = 63 kg/cm^2)

E = 1400 Mpa

γ = 950 kg/cm^3

e = 36,7mm (espesor de pared de acuerdo a proveedor consultado)

q = 136 kg/m (peso por metro de tubería)

q_{agua} = 1131 kg/m

W = 41507 cm^3 (módulo resistente de la sección)

I = 2490403 cm^4 (inercia de la sección)

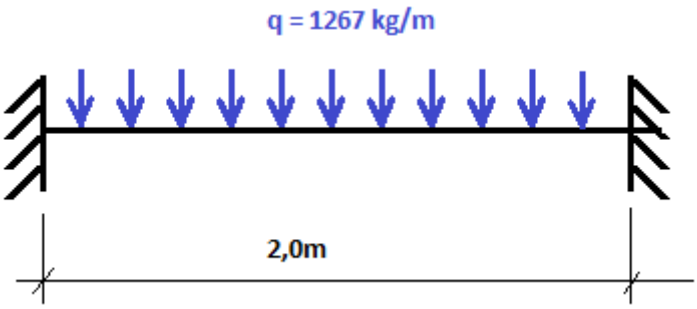


Figura 76 – Modelo de cálculo de cada tramo de tubería

$M = 1/8\ qL^2 = 63350$ kg*cm

$\sigma = 63350/41507 = 1{,}5$ kg/cm^2 < $\sigma_{adm} = 63$ kg/cm^2 cumple satisfactoriamente

Para los soportes la siguiente verificación:

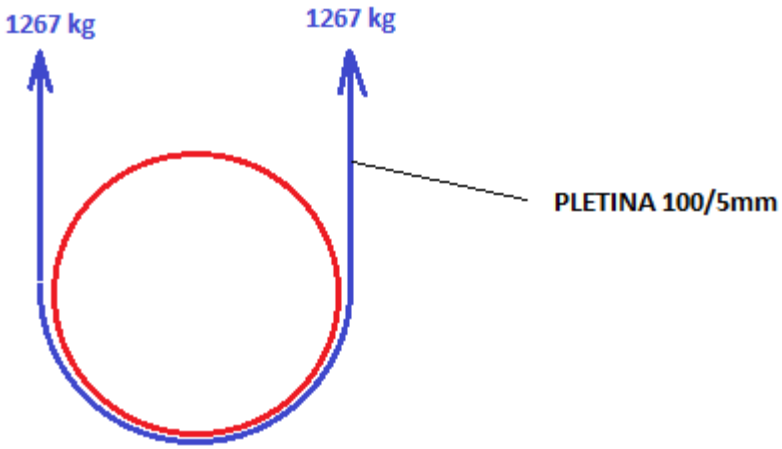


Figura 77 – Sección transversal de la tubería colgada

$\sigma = 1267/5 = 253$ kg/cm^2 < $\sigma_{adm} = 1520$ kg/cm^2 (acero A36)

9 SECCIÓN CAJÓN CRUCE DE FERROCARRIL

9.1 DESCRIPCIÓN

El proyecto **ALLDP-58 Diseño Definitivo Canal de Evacuación de Aguas lluvias Santa Marta** considera un cruce bajo la línea ferroviaria en Camino Melipilla, por lo que se requiere su verificación especialmente al ser solicitado por la carga móvil del tren tipo establecido en Norma Técnica Diseño Puentes Ferroviarios de EFE (NT-01-02-01).

La presente memoria expone el cálculo y diseño estructural de la sección tipo del canal rectangular 3,0x2,2m en cruce ferroviario a una profundidad de la clave de 3,8m respecto a la cota de terreno. Se muestra una planta con la ubicación del cruce y un corte de la sección crítica.

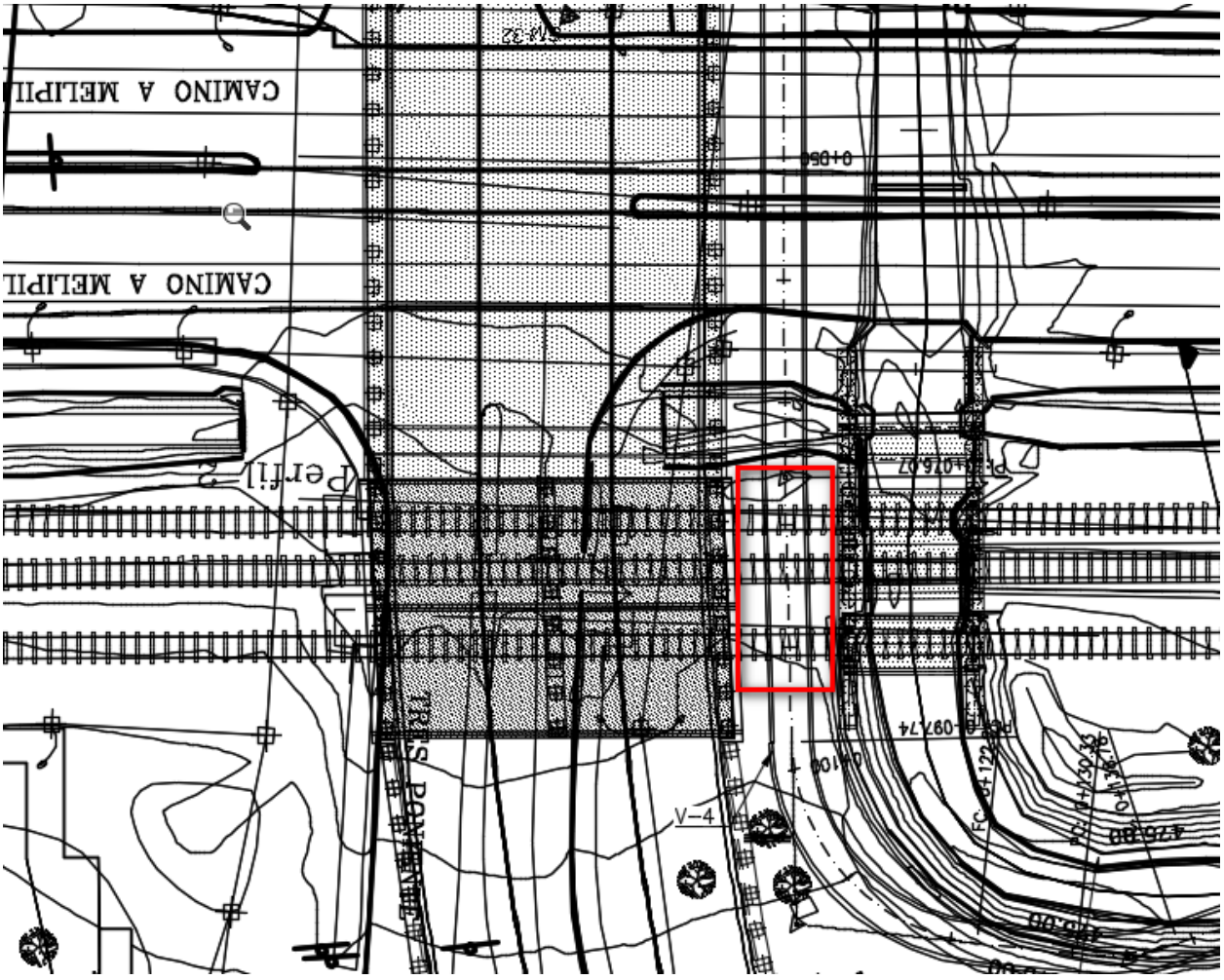


Figura 78 – Planta y ubicación del cruce (bajo 3 líneas ferroviarias)

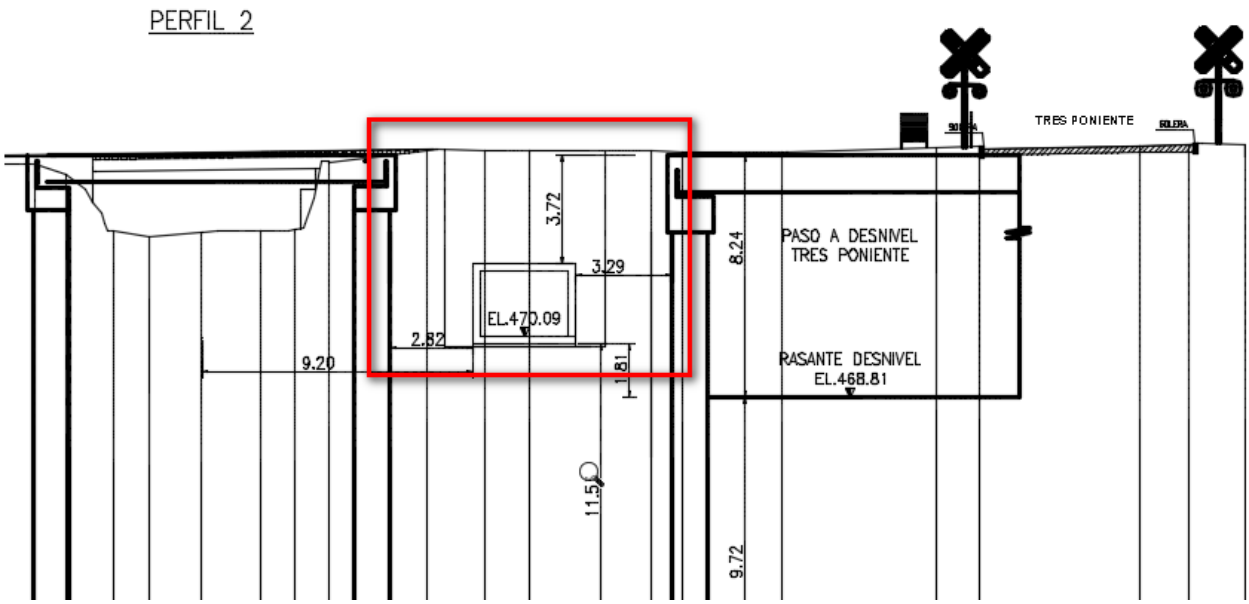


Figura 79 – Sección crítica (profundidad de la clave 3,72m)

Para el diseño se cuenta con los siguientes antecedentes:

- Planos hidráulicos (planta, perfil y secciones) del cruce bajo línea ferroviaria.
- Manual de obras de Atravieso y Paralelismos (EFE).
- Norma Técnica Diseño de Puentes Ferroviarios (NT-01-02-01)
- Informe Referencial de Mecánica de Suelos (R&V Ingenieros, abril 2020)

Se realiza un modelo computacional bidimensional en programa Risa3D.

9.2 BASE DE CÁLCULO

Cargas	Peso específico normal suelo relleno lateral:	2.0 ton/m^3
Materiales	Hormigón estructural:	G25
	Hormigón emplantillado:	G5
	γh (peso especifico hormigón):	2.5 ton/m^3
	Acero refuerzo (f_y=4200 kg/cm^2):	A630-420H
Datos del suelo	σ_{est} =	4.0 kg/cm^2
	σ_{sis} =	6.0 kg/cm^2

k_{30} =	5.0 kg/cm^3
ϕr (ángulo fricción)* =	40°
Ko (constante de empuje en reposo)* =	0.36

*estos parámetros son típicos para un relleno granular de suelo sobre las paredes laterales del ducto. Los empujes laterales se tomarán en condición de reposo.

Datos sísmicos	Zona sísmica =	2
	Ao/g=	0.3
	Coef. Sís.máx.=	0.2
	C_R (coeficiente para empuje sísmico)* =	0,5

*se considera como empuje sísmico la recomendación de la NCh433.2009, al aplicar la siguiente carga uniforme en toda la altura, considera que el ducto es indeformable al estar enterrados y presenta una alta rigidez a la deformación lateral.

$$\sigma_s = 0{,}3*C_R*\gamma*h*Ao/g$$

Se considera también como verificación de la magnitud de la carga, la expresión recomendada en el Manual de Carreteras, tomándose el criterio que entregue el mayor empuje sísmico lateral (capítulo 3.1003.5 Estructuras Enterradas tipo Marco o Cajón). Se aplica a la sección del cajón una desangulación sísmica del suelo dada por la siguiente tabla (para aceleración máxima a_o = 0,4g y asumiendo suelo gravo arenoso):

Tipo de suelo	Desangulación de diseño, θ_s		
	a_o = 0,3 g	a_o = 0,4 g	a_o = 0,5 g
Arenas	$7{,}5\times10^{-4}$	13×10^{-4}	20×10^{-4}
Gravas arenosas	$2{,}5\times10^{-4}$	4×10^{-4}	$5{,}5\times10^{-4}$
Suelos finos y suelos con cementación			
q_u (kgf/cm^2)			
0,25	18×10^{-2}	30×10^{-2}	44×10^{-2}
1,00	$5{,}0\times10^{-3}$	21×10^{-3}	45×10^{-3}
2,00	$11{,}0\times10^{-4}$	22×10^{-4}	35×10^{-4}
4,00	$4{,}0\times10^{-4}$	6×10^{-4}	$8{,}5\times10^{-4}$
8,00	$2{,}5\times10^{-4}$	4×10^{-4}	$5{,}5\times10^{-4}$

Figura 80 – Deformación angular θs máxima según Manual de Carreteras para distintos tipos de suelo

θ_s = 0,0004

Se aplica a la sección un empuje de distribución triangular invertido de modo de producir la desangulación indicada (método simplificado), por lo tanto y dado que la altura del cajón medida entre ejes del radier y losa es de 2,5m, se tendrá la siguiente deformación lateral:

$$\Delta = 0{,}0004*250 = 0{,}1\text{cm}.$$

Para la aplicación de esta deformación ver detalle del análisis más adelante.

Consideraciones especiales

- Para la obtención de esfuerzos se modeló la estructura con elementos finitos unidimensionales en programa RISA3D (modelo plano).
- Respecto al análisis de estabilidad, las presiones sobre el suelo de fundación se obtienen del mismo modelo aplicando las combinaciones de carga indicadas en ítem 4 (máxima presión estática y sísmica en el suelo).
- No se realizan análisis de deslizamiento ni volcamiento por la condición de enterramiento que hace casi imposible ambos fenómenos.
- La presión lateral del suelo sobre los muros se aplica en condición de empuje en reposo.
- Por seguridad de la obra se considera el caso en que el canal pueda estar absolutamente lleno de agua en el interior. Por lo anterior se considera un caso "normal" con cajón lleno y altura de agua 2,2m (sin presión).
- Las armaduras mínimas (repartición) por criterio de retracción de fraguado y temperatura según norma británica BS 8007.
- Pese a que no hay información de napa en la zona, se considera igualmente y como criterio de seguridad, que el suelo colindante que empuja al cajón podría estar eventualmente saturado y produciendo empuje hidrostático desde el suelo a las paredes de la estructura.

Normas y criterios utilizados

- Cálculo de armaduras por método LRFD (cargas mayoradas y reducción de resistencia) indicado en código ACI 318-05.
- Verificación de espesores por método de tensiones admisibles.
- Verificación de armadura mínima por retracción y temperatura de acuerdo a norma británica BS8007.

9.3 MODELO DE ANÁLISIS

Se modela el cajón en el programa de análisis RISA3D, utilizando elementos finitos del tipo "frame". Las dimensiones interiores son las definidas por proyecto hidráulico y el objetivo de la presente memoria es definir los espesores y armaduras necesarias para cumplir con los requisitos de resistencia y servicio.

La vinculación con el suelo se considera lo siguiente:

- El ducto se apoya verticalmente sobre resortes de compresión con constante de balasto k30 = 5,0 kg/cm^3. El programa permite ingresar este valor asignado al balasto y lo convierte en un resorte traslacional (kg/cm) multiplicando la constante de balasto por el área tributaria del nodo respectivo. Cabe señalar que la constante de balasto k30 se convierte previamente al valor de k para base rectangular, lo que da un valor aprox. de 1,0 kg/cm^3 que corresponde al balasto utilizado en el modelo.
- Para el modelo debe definirse si un resorte es de "tracción" o de "compresión", para lo cual debe respetarse lo siguiente: Un resorte de compresión es aquel que funciona o "reacciona" para deformación en la dirección contraria al eje global.

9.4 CASOS Y COMBINACIONES DE CARGAS

Los siguientes casos de carga son considerados en todas las combinaciones (para el peso propio el programa da la opción de aplicarlo automáticamente con un factor "-1" en la dirección global "Y").

BLC1 : peso propio

BLC2 : peso suelo de cobertura sobre la clave h=3,8m

BLC3 : empuje exterior estático de suelo húmedo

BLC4 : empuje exterior estático de suelo sumergido

BLC5 : agua exterior (en el suelo)

BLC6 : agua interior normal (en tope cajón)

BLC7 : empuje sísmico transversal del suelo

BLC8 : empuje sísmico transversal de la estructura

BLC9 : empuje sísmico del agua interior

BLC10 : sobrecarga ferrocarril

Se muestra a continuación el modelo estructural utilizado. Los cachos rígidos corresponde al empotramiento de 15cm medido desde la cara libre de los elementos (losas o muros) hasta el eje del elemento de encuentro (considerar que toda la sección tiene 30cm de espesor).

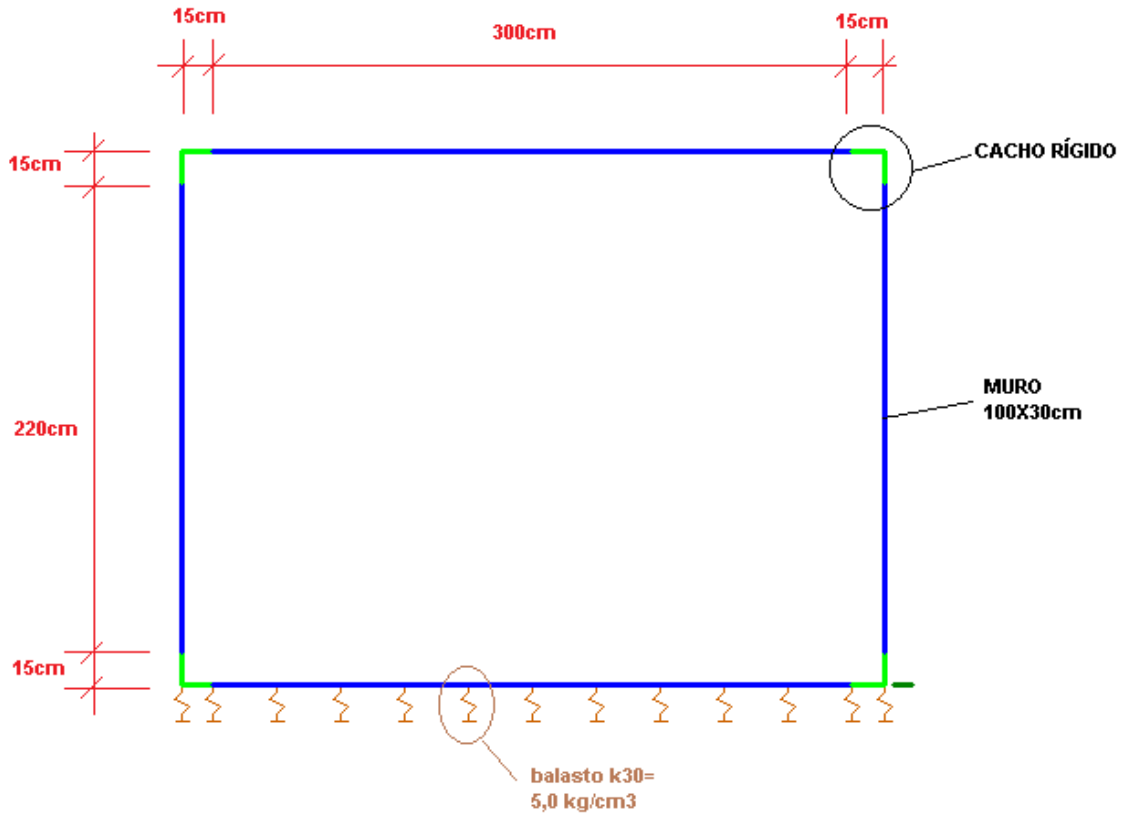


Figura 81 – Modelo estructural para Risa3D

A modo de ejemplo se muestran gráficamente estas condiciones de cargas aplicadas sobre el modelo.

BLC1, Peso propio

El programa permite incorporar el peso propio de la estructura aplicando el factor "-1" en la dirección global "Y" que corresponde al eje vertical.

BLC2, Peso de suelo sobre la clave h=3,8m

Se acuerdo a plano hidráulico en la zona del cruce la clave del ducto está a 3,72m de profundidad, y se aproxima a 3,8m para efectos del modelo.

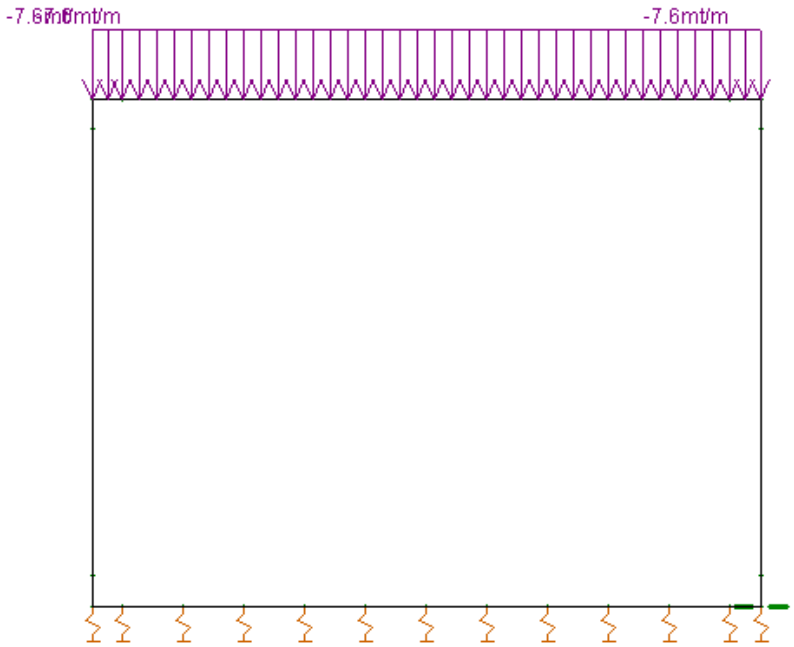


Figura 82 – Carga del suelo sobre el ducto

BLC2, empuje estático exterior de suelo húmedo

La variación lineal del empuje de suelo en la profundidad se representa como carga trapezoidal, siendo el máximo valor de 4,54 ton/m en la base del muro y disminuye hasta 2,74m en el extremo superior de muros, considerando peso específico húmedo $\gamma_{húm}$ = 2,0 ton/m^3 y condición de empuje en reposo con Ko=0,36 para ϕ=40°.

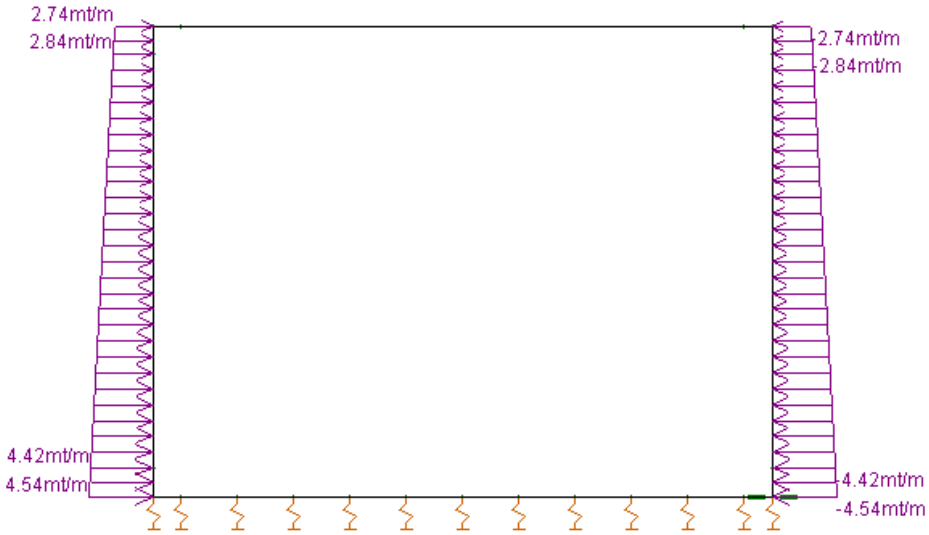


Figura 83 – Empuje estático exterior de suelo húmedo

Empuje estático exterior de suelo sumergido

Del mismo modo que en el caso húmedo, pero con peso específico sumergido (boyante) γ_{sum}=1,0 ton/m^3.

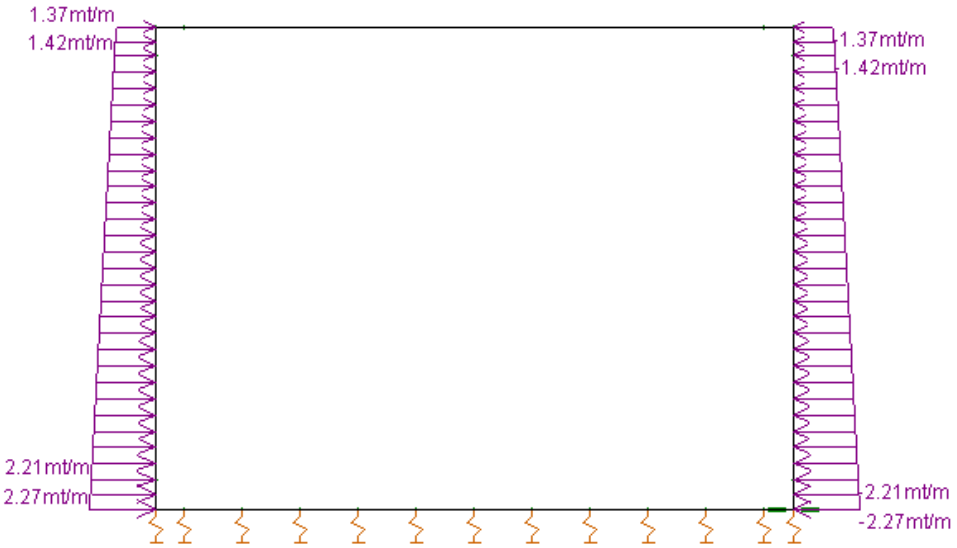


Figura 84 – Empuje estático exterior de suelo sumergido

Agua en suelo

Se dijo anteriormente que, pese a no informarse napa en el sector, se recurre a la sana costumbre (seguridad en el diseño) de considerar que el suelo puede saturarse de agua por

diversas razones (lluvia especialmente), por lo que se tomará un nivel máximo de saturación de agua hasta la cota de terreno. Esta presión se aplica simultáneamente con la acción sumergida o boyante del suelo.

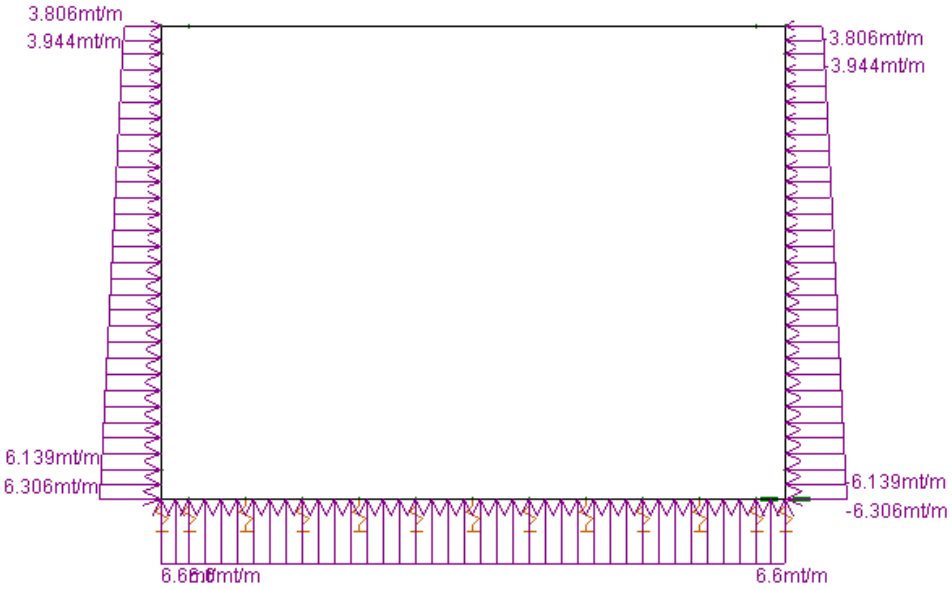


Figura 85 – Agua en el suelo

Agua interior (caso operación normal)

Se defina un nivel de agua en su interior hasta 2,2m que corresponde a la altura libre interior del ducto (agua a tope sin presión).

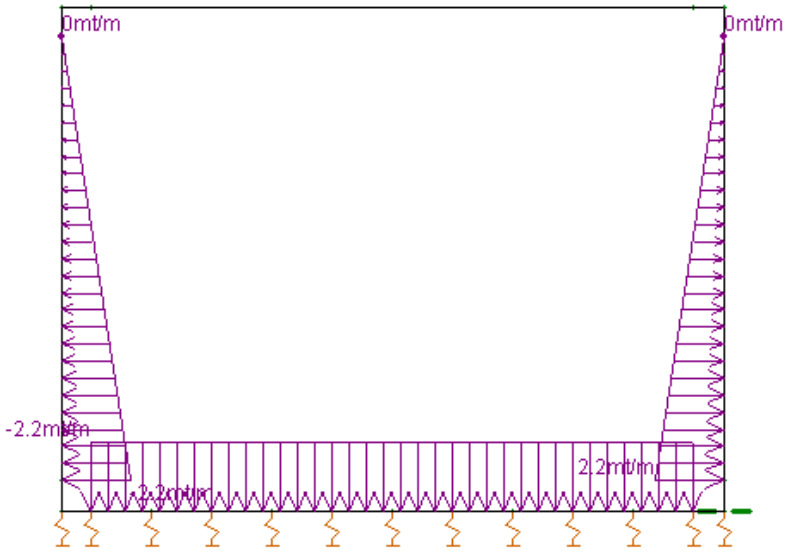


Figura 86 – Agua interior normal 2,2 ton/m2

Empuje sísmico del suelo en X

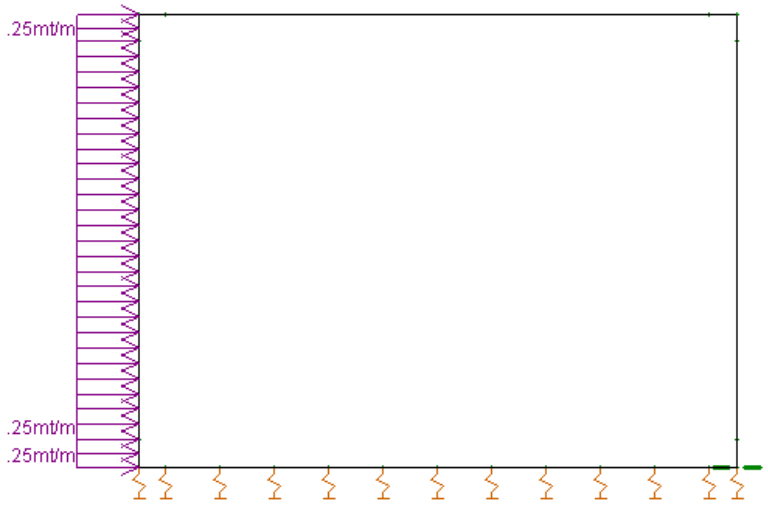


Figura 87 – Empuje sísmico transversal del suelo

Se aplica el empuje uniforme de la NCh433 para muros arriostrados. Se calcula entonces el empuje h=2,5m (altura interior + espesor de losa 30cm).

Para h = 2,8m => $q = 0{,}3 \cdot C_R \cdot \gamma \cdot h \cdot Ao/g = 0{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 2{,}0 \cdot 2{,}8 \cdot 0{,}3 = 0{,}25$ ton/m^2

Utilizando el empuje recomendado en el Manual de Carreteras se observa que la magnitud de ambos empujes producen la misma deformación lateral por lo que resulta equivalente e términos de solicitación.

Aplicando una carga con distribución triangular y empuje máximo en borde superior de 0,45 ton/m se obtiene una deformación ≈ 0,1cm como se indicó anteriormente (corresponde al valor proyectado de la deformación angular del suelo).

Por lo tanto ambos criterios implican una carga y efectos equivalentes sobre la estructura (se verifica en nodo 4 ubicado en borde superior izquierdo del cajón.

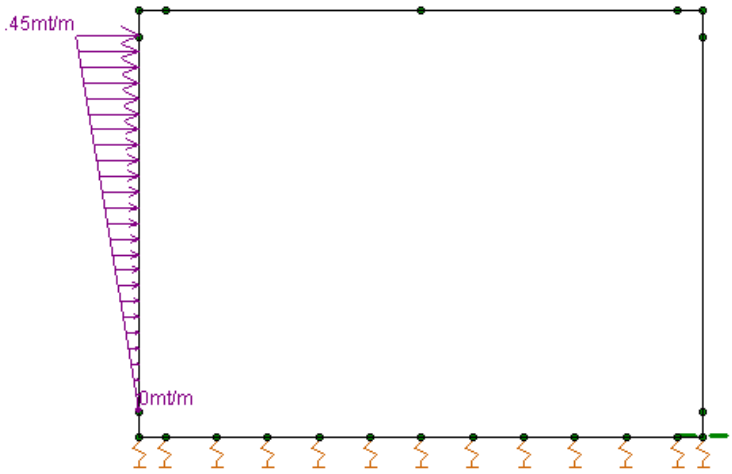


Figura 88 – Empuje sísmico según Manual de Carreteras para θs = 0,0004

Joint Deflections (By Combination)

	L...	Joint Label	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	X Rota
1	10	N1	0	-.205	0	
2	10	N2	0	-.299	0	
3	10	N3	.095	-.299	0	
4	10	N4	.095	-.206	0	
5	10	N5	0	-.205	0	
6	10	N6	0	-.287	0	
7	10	N7	.011	-.299	0	
8	10	N8	.094	-.299	0	
9	10	N9	.095	-.215	0	
10	10	N10	.095	-.299	0	
11	10	N11	0	-.205	0	

Figura 89 – Deformación máxima lateral por empuje del Manual de Carreteras

Joint Deflections (By Combination)

	L...	Joint Label	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	X Rota
21	10	N21	0	-.264	0	
22	10	N22	.095	-.288	0	
23	11	N1	0	-.206	0	
24	11	N2	0	-.297	0	
25	11	N3	.092	-.298	0	
26	11	N4	.092	-.207	0	
27	11	N5	0	-.205	0	
28	11	N6	0	-.286	0	
29	11	N7	.011	-.297	0	
30	11	N8	.092	-.298	0	
31	11	N9	.092	-.216	0	

Figura 90 – Deformación máxima lateral por empuje NCh433

Empuje sísmico del agua

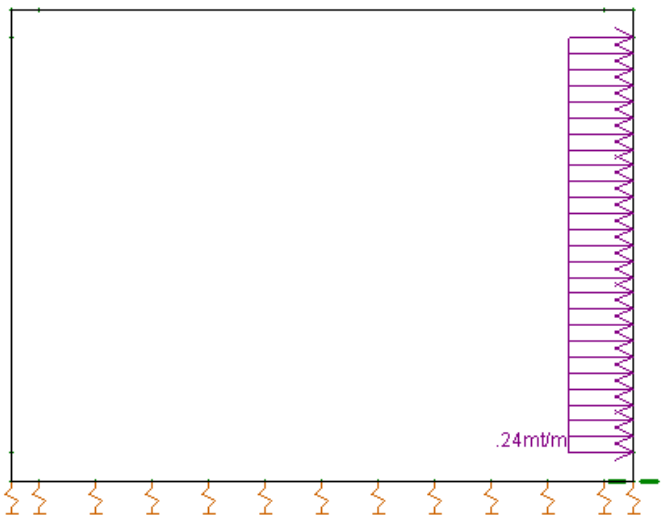


Figura 91 – Empuje sísmico del agua interior

El comportamiento hidrodinámico del agua se representa con el criterio de Westergaard recomendado ampliamente en los criterios de diseño de obras hidráulicas en general. Se trata de una simplificación que asigna a un muro una presión $q=0{,}55 \cdot c_s \cdot h = 0{,}11 \cdot h$ (donde c_s es el coeficiente sísmico, 0,2 en nuestro caso). Entonces para el muro de h=2,2m se aplica una presión uniforme q = 0,24 ton/m^2.

Sobrecarga del ferrocarril

En dirección del paso del tren la carga es uniformemente repartida y corresponde al tren tipo C del Manual de EFE, con una carga de 24 ton por eje y 1,4m entre ejes de ruedas, lo que da una carga distribuida de 17,14 ton/m.

Por otro lado y sentido transversal al paso del ferrocarril, se tienen 3 vías con una distancia máxima en rieles extremos de 12m. De acuerdo al Manual de Atravisesos y Cruces de EFE para el caso de 3 vías o líneas se debe tomar probabilísticamente el paso de 2 líneas con 100% de la carga más el 50% de la 3ra vía, lo que da una carga total de 42,85 ton/m.

Esta carga de 42,85 ton/m producida en superficie, se proyecta con un ángulo de inclinación de 25° en la profundidad (criterio comúnmente usado), por lo que a 3,8m de profundidad en la

clave del ducto la carga a considerar es de 42,85/(12+3,8) = 2,71 ton/m en una sección de ancho unitario, como se muestra en las figuras siguientes:

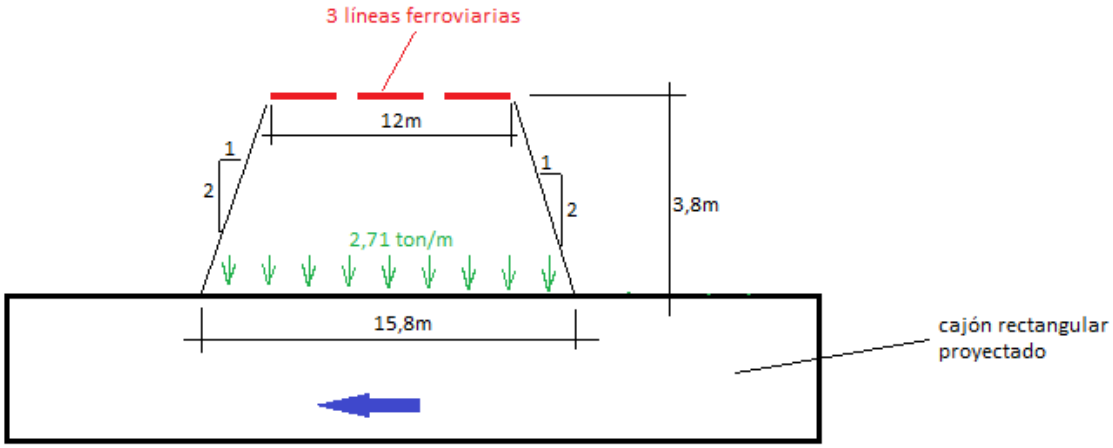


Figura 92 – Distribución de la sobrecarga de ferrocarril en la profundidad

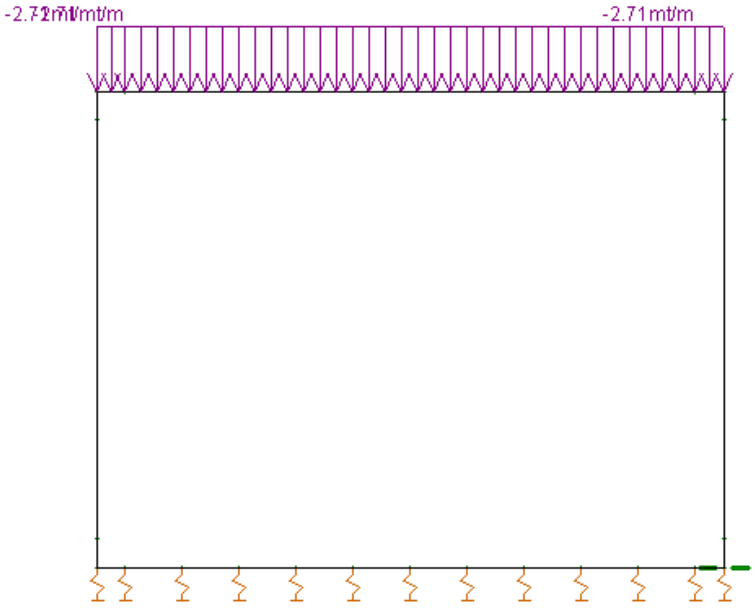


Figura 93 – Sobrecarga de ferrocarril

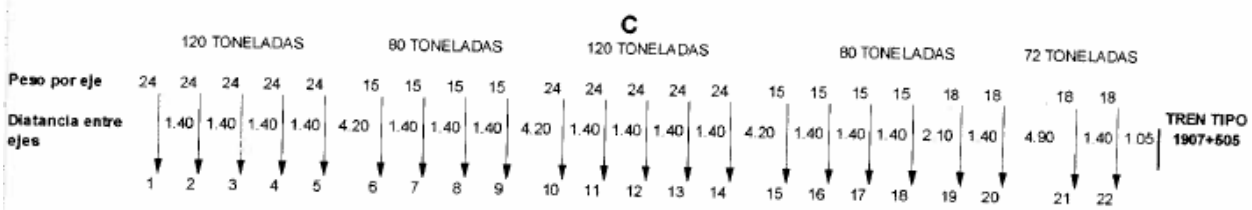


Figura 94 – Tren de carga (tipo C según Manuel de Cruces y Atraviesos de EFE)

En las combinaciones siguientes C1 a C5 representan las cargas mayoradas para el cálculo de armaduras, mientras que las combinaciones C6 a C9 representan condiciones de servicio para verificación de espesores y presión sobre el suelo. Como se mencionó se usarán los factores de mayoración indicados en ACI318-05.

C1 : estática ext – mayorada =

1,2BLC1+1,2BLC2+1,6BLC4+1,2BLC5

C2 : estática int – mayorada =

1,4BLC1+1,4BLC2+1,4BLC6

C3 : sismo exterior – mayorada =

1,2BLC1+1,2BLC2+1,6BLC4+1,2BLC5+1,4BLC7+1,4BLC8

C4 : sismo interior – mayorada =

1,2BLC1+1,2BLC2+1,6BLC3+1,2BLC6+1,4BLC7+1,4BLC8+1,4BLC9

C5 : paso ferrocarril – mayorada =

1,2BLC1+1,2BLC2+1,6BLC3+1,2BLC6+1,6BLC10

C6 : estática ext – servicio =

BLC1+BLC2+BLC4+BLC5

C7 : estática int – servicio =

BLC1+BLC2+BLC6

C8 : máxima presión estática del suelo – servicio =

BLC1+BLC2+BLC3+BLC6+BLC10

C9 : máxima presión sísmica del suelo – servicio =

BLC1+BLC2+BLC3+BLC6+BLC7+BLC8+BLC9

9.5 VERIFICACIÓN DE FISURACIÓN POR RETRACCIÓN Y TEMPERATURA

Para la armadura de repartición (retracción y temperatura) se recurre a lo indicado en norma británica BS8007, que exige una cuantía ρ mínima de $f_{ct}/f_y = 0.0031$ (en toda la cara), siendo f_{ct} la resistencia a tracción del hormigón al 3er día (13 kg/cm^2 aproximadamente para H-30) y f_y la fluencia del acero de refuerzo (4200 kg/cm^2). No obstante, deberá calcularse el ancho de fisura $w_{máx}$ de acuerdo a la siguiente expresión:

$$w_{máx} = s_{máx} \cdot R \cdot \alpha \cdot (T_1 + T_2)$$

donde :

$s_{máx}$ = separación máxima entre fisuras, en mm.

R = coeficiente de restricción 0.5 para estructuras totalmente restringidas.

α = coeficiente de dilatación térmica del hormigón (12 E-6/°C)

T_1 = Diferencia entre el valor máximo alcanzado por el calor de hidratación y la temperatura ambiente. Deberá tomarse como mínimo 18°.

T_2 = Variación de temperatura estacional de verano a invierno. Se deberá adoptar un valor no inferior a 24°.

Para espesor 30cm y doble malla 18a20 se tiene:

$$s_{máx} = f_{ct}/f_b \cdot \phi/2\rho = 13/24 \cdot 18/(2 \cdot 0.00848) = 1061 \text{ mm}$$

⇨ $w_{máx}$ = 0.26mm menor a 0.4mm, cumple

siendo :

f_{ct} = resistencia a la tracción del hormigón H-30 al 3er día.

f_b = tensión media de adherencia entre el hormigón y la barra de acero (para barras estriadas de acero este valor es 24 kg/cm^2 según BS8007).

ϕ = diámetro de la barra de refuerzo (18mm).

ρ = cuantía de acero de la sección completa.

Para espesor 30cm y doble malla 12a20 se tiene (armadura de repartición):

$$s_{máx} = f_{ct}/f_b \cdot \phi/2\rho = 13/24 \cdot 12/(2 \cdot 0.00376) = 862 \text{ mm}$$

⇨ $w_{máx}$ = 0.21mm menor a 0.3mm, cumple

Para la fisuración por flexión se aplica el criterio de Gergely-Lutz en condición de servicio (combinaciones C6 y C7). Se muestra a continuación la envolvente de momento para dichas combinaciones y se calcula la figuración bajo la siguiente fórmula (para Mmáx=6,8 ton*m que se produce casi de forma aproximada de igual modo en todos los elementos)):

$$Z = fs \cdot \sqrt[3]{(2d^2 s)}$$

$$fs = 1{,}15 \cdot M/(A_s \cdot d')$$

$$fs = 2364\ kg/cm^2$$

$$Z = 23{,}32\ ton/cm$$

$$w = 0{,}3\ mm\ cumple$$

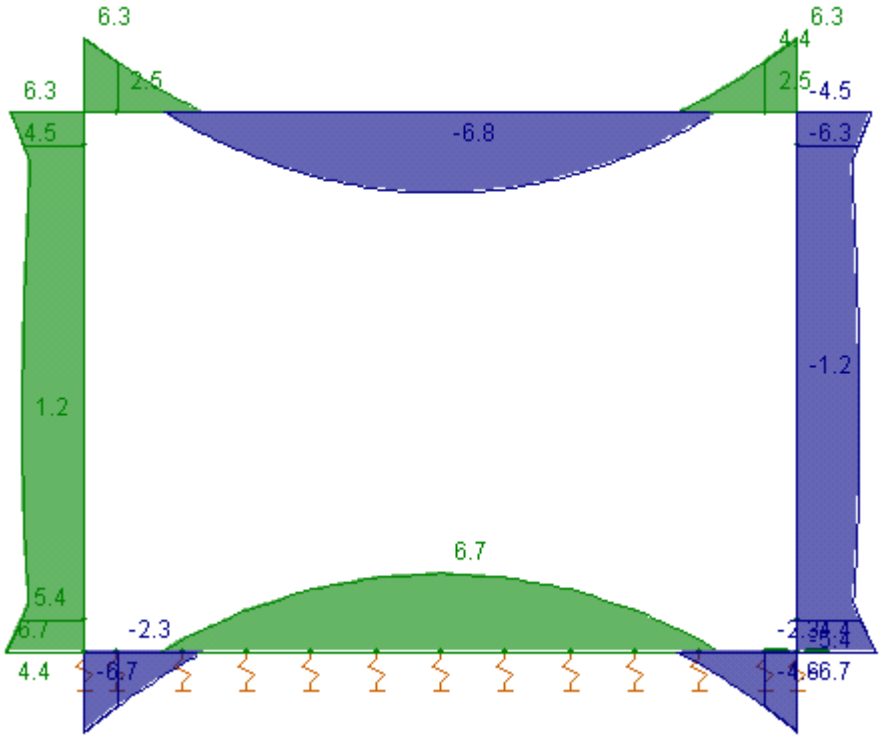


Figura 95 – Envolvente de esfuerzos en condición de servicio (C6 y C7)

9.6 CÁLCULOS DE ESFUERZOS Y RESULTADOS

Se muestran gráficamente los esfuerzos obtenidos del modelo Risa3D (envolvente).

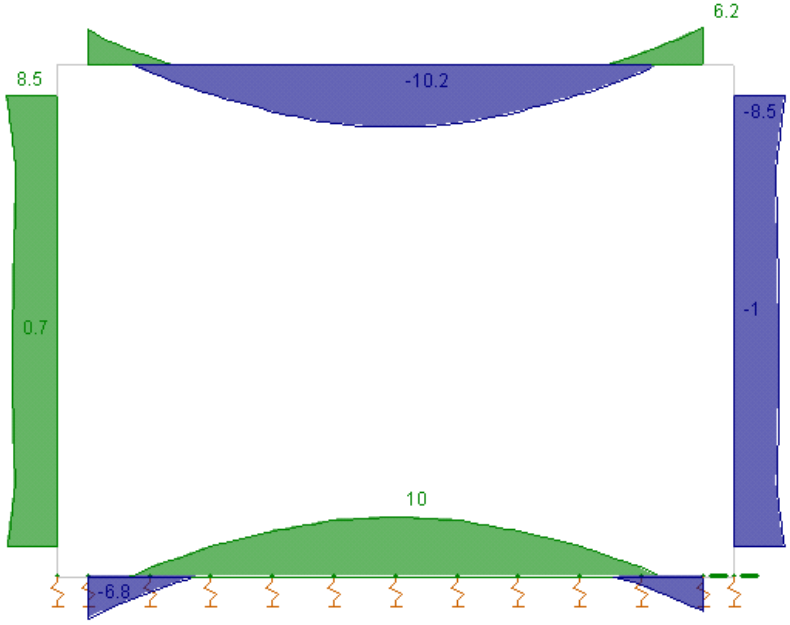


Figura 96 – Envolvente de momento flector

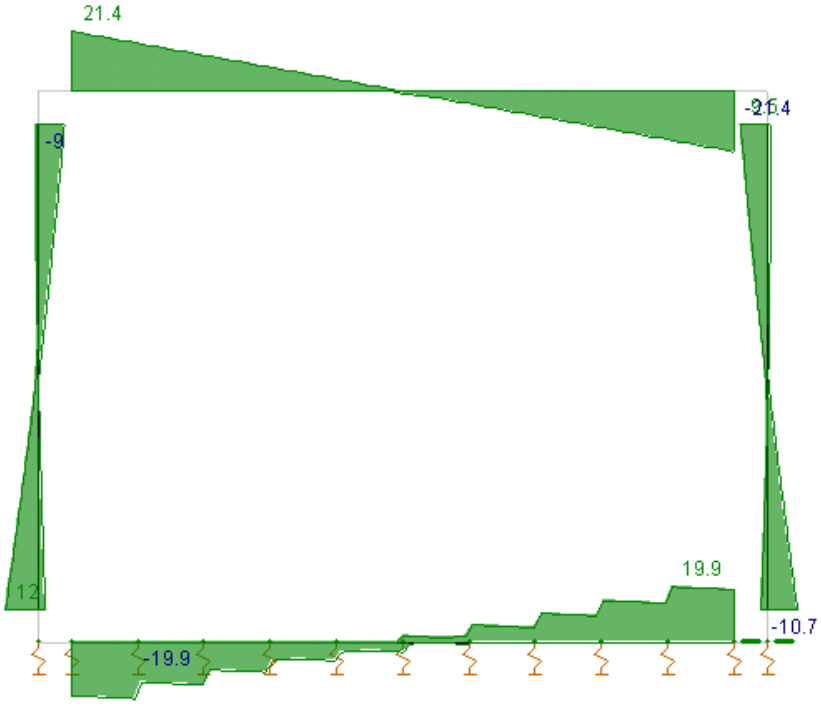


Figura 97 – Envolvente de corte

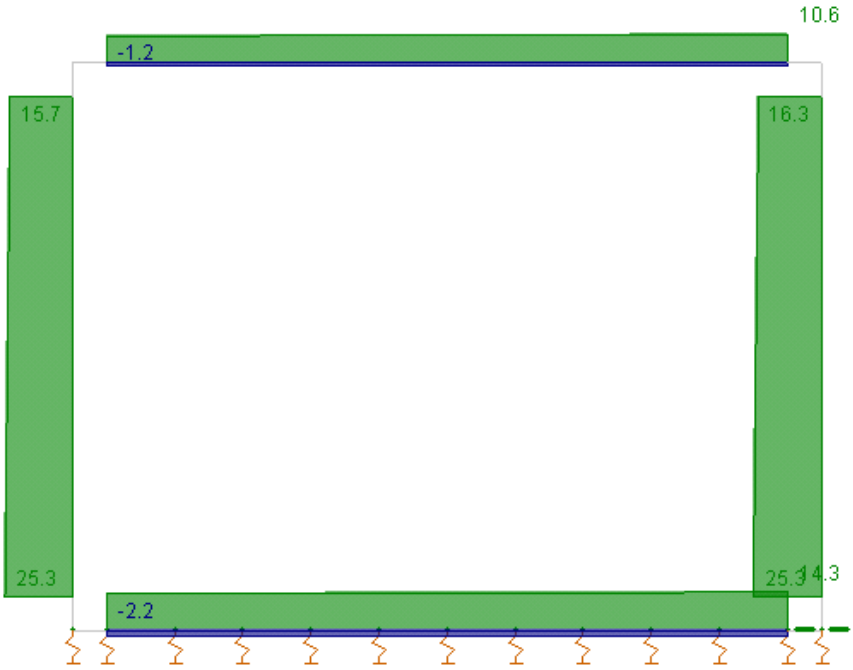


Figura 98 – Envolvente de cargas axiales

Los esfuerzos mayorados de diseño son los siguientes:

Losa superior

Mu =10,2 ton*m

Vu = 21,4 ton

Nu = 10,6 ton (como criterio conservador no se considera carga axial de compresión en losa)

Muro

Mu =8,5 ton*m

Vu =12 ton

Nu = 25,3 ton

Losa inferior

Mu =10 ton*m

Vu = 19,9 ton

Nu = 2,2 ton (como criterio conservador no se considera carga axial de compresión en losa)

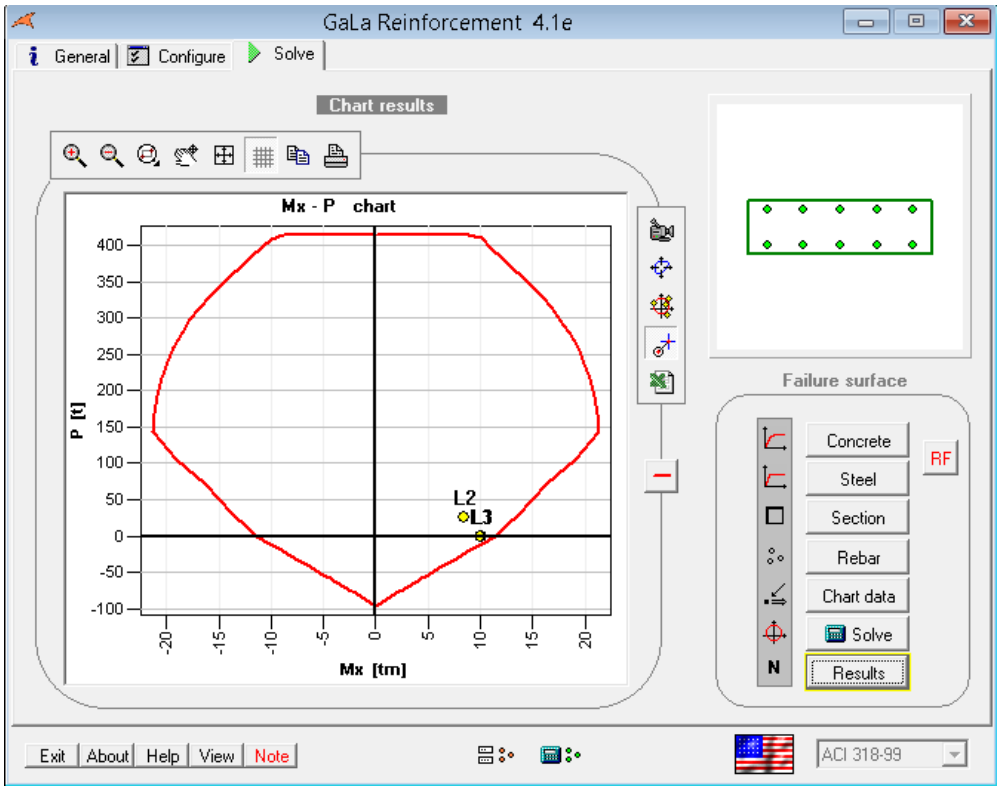


Figura 99 – Diagrama de interacción M-P para sección 100x30cm y doble malla 18a20

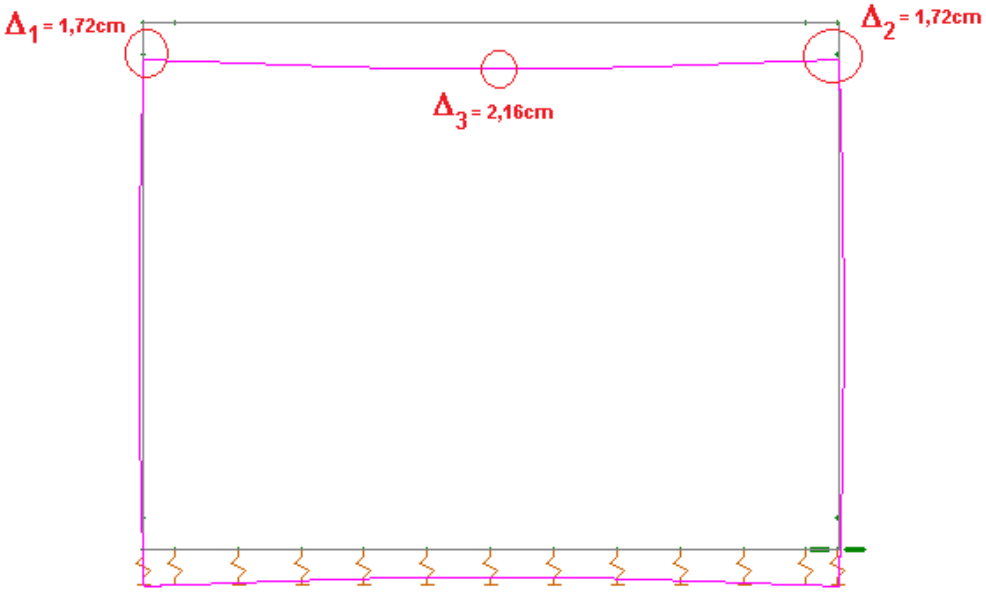


Figura 100 – Deformación vertical máxima en losa superior (por paso del ferrocarril)

9.7 PRESIONES EN EL SUELO DE FUNDACIÓN

Para el cálculo de las presiones en el suelo de fundación se obtuvieron las reacciones en la base para las combinaciones de servicio C8 (estática en servicio) y C9 (sísmica). Los nodos basales tienen una separación típica de 30cm.

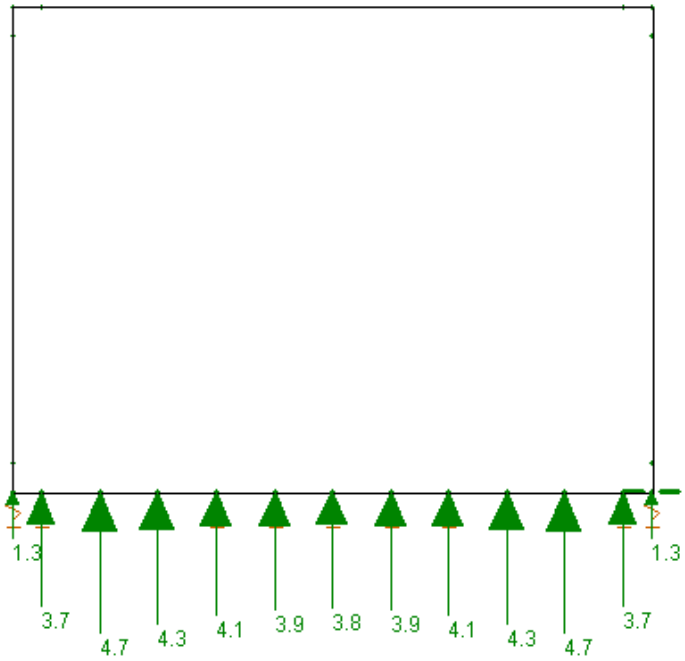


Figura 101 – Reacciones máximas en condición estática

Rmáx = 4,7 ton => $\sigma_{máx}$ = 4700/(30x100) = 1,56 kg/cm^2 < σ_{adm} = 4,0 kg/cm^2 OK cumple

Para la condición sísmica no se consideré simultáneamente el paso del ferrocarril.

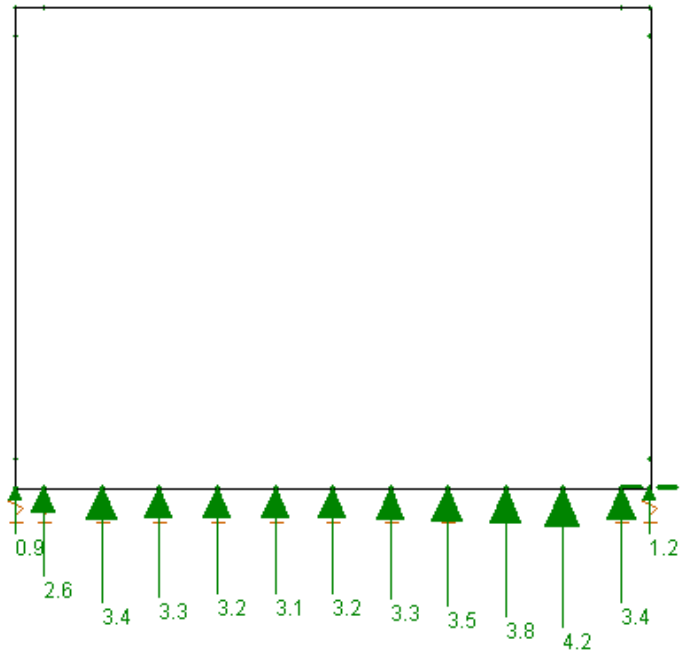


Figura 102 – Reacciones máximas en condición sísmica

Rmáx = 4,2 ton => σmáx = 4200/(30x100) = 1,4 kg/cm2 < σadm = 6,0 kg/cm2 OK

9.8 9.8 ESQUEMA TÍPICO DISEO FINAL BAJO CRUCE FERROVIARIO

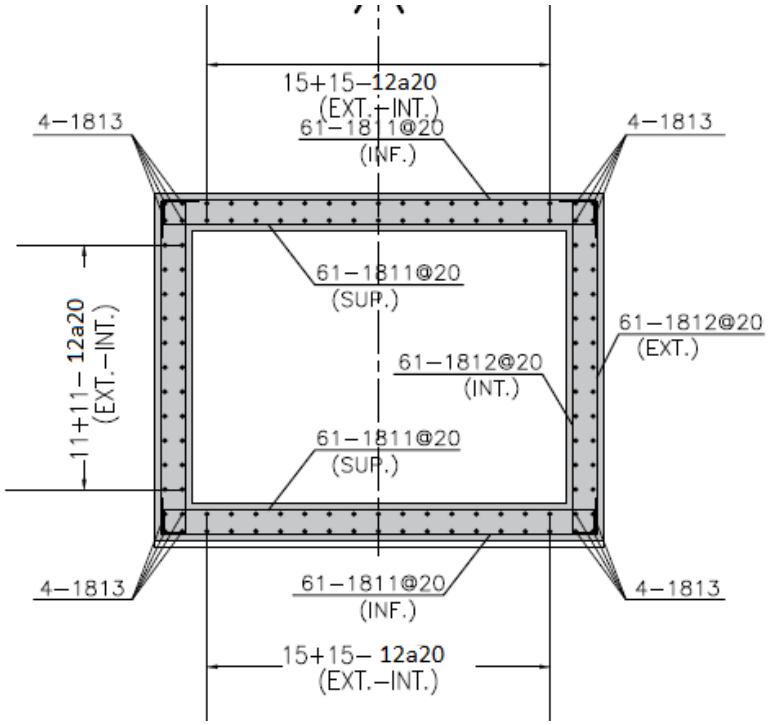


Figura 103 – Detalle de armaduras sección transversal

10 OBRA DE ENTRADA

10.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

La obra de inicio consta de una sección inicial de ancho variable de 6.50m a 3.00m y altura constante de 2.30m, que tiene como objetivo alojar la transición geométrica desde la sección trapecial en suelo del canal a la sección rectangular de la obra de disipación de energía, dispuesta inmediatamente aguas abajo. El disipador de energía corresponde a una caída escalonada de 5 caídas (4 de ellas de 0.80m de altura y la última de 0.66m de altura). El ancho típico de esta obra es de 3.00m y la longitud típica de las gradas es de 6.00m. La sección escalonada considera losa superior en parte de la longitud de la obra, de forma de permitir la disposición de relleno sobre el canal y, de esta forma, permitir mantener un relleno aproximadamente horizontal manteniendo el nivel de relleno típico sobre el canal cubierto. El inicio de la obra, para alojar la transición geométrica de la sección transversal del canal se proyecta en base a diseño tipo de Manual de Carreteras y no forma parte del alcance de este documento.

La figura siguiente muestra las formas y dimensiones hidráulicas (interiores) de la obra de entrada del canal en su sección abovedada.

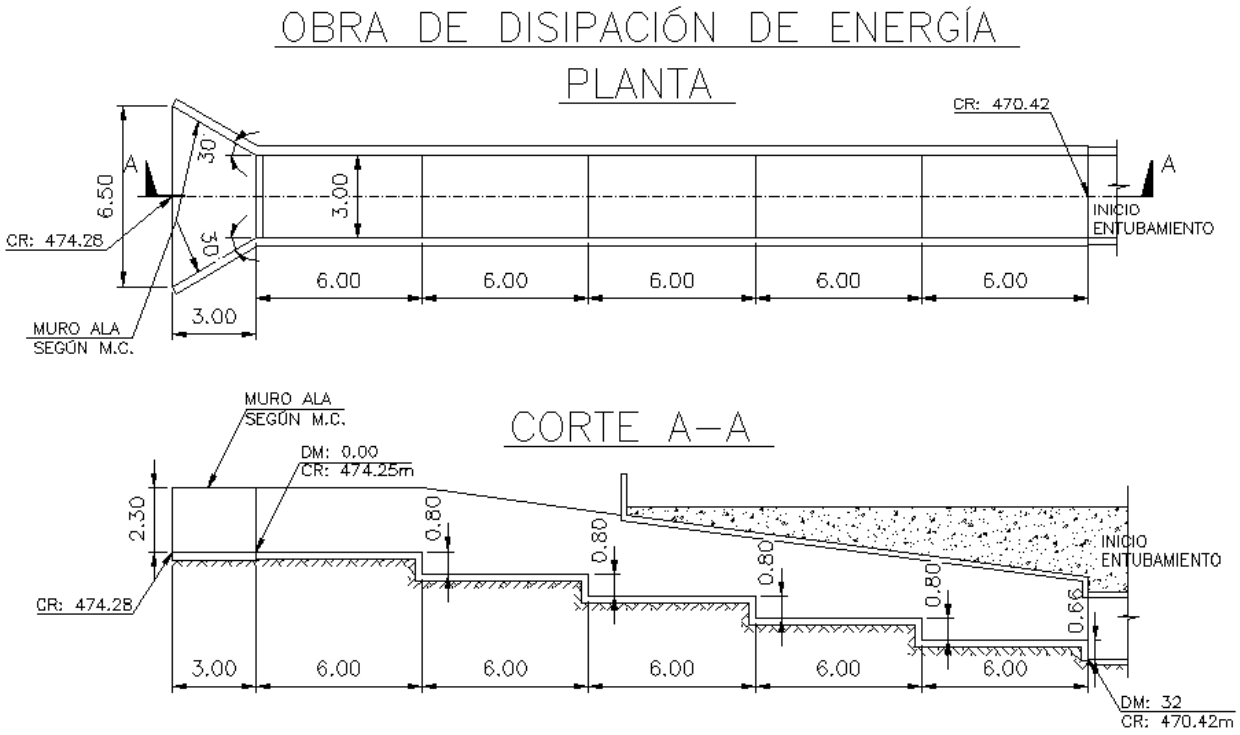


Figura 104 - Formas Obra de Entrada

Para el diseño se cuenta con los siguientes antecedentes:

- Planos hidráulicos (formas) de las obras de entrada y salida del canal.
- Planos de planta y perfil hidráulico.
- Informe Referencial de Mecánica de Suelos (R&V Ingenieros, abril 2020)

10.2 BASE DE CÁLCULO

Cargas	Peso específico normal suelo relleno:	2.0 ton/m^3
Materiales	Hormigón estructural:	G25
	Hormigón emplantillado:	G5

	γh (peso específico hormigón):	2.5 ton/m^3
	Acero refuerzo (f_y=4200 kg/cm^2):	A630-420H
Datos del suelo	σ_{est} =	4.0 kg/cm^2
	σ_{sis} =	6.0 kg/cm^2
	k_{30} =	5.0 kg/cm^3
	ϕr (ángulo fricción)* =	40°
	Ko (constante de empuje en reposo)* =	0.36

*estos parámetros son típicos para un relleno granular de suelo junto a las paredes laterales de las obras. Los empujes laterales se tomaron en condición de reposo.

Datos sísmicos	Zona sísmica =	2
	Ao/g=	0.3
	Coef. Sís.máx.=	0.2
	C_R (coeficiente para empuje sísmico)* =	0.5

*se considera como empuje sísmico la recomendación de la NCh433.2009, al aplicar la siguiente carga uniforme en toda la altura, considera que los muros de canales y muros ala son indeformables al disponer de losa y/o ser de altura relativamente baja y presentan una alta rigidez a la deformación lateral.

$$\sigma_s = 0{,}3*C_R*\gamma*h*Ao/g$$

Consideraciones especiales

- Para la obtención de esfuerzos se modeló la estructura con elementos finitos bidimensionales (placas) en programa RISA3D.
- Respecto al análisis de estabilidad, se entrega análisis de verificación de flotación para la obra, en tanto el análisis de presiones de contacto con el suelo de fundación se obtienen del mismo modelo aplicando las combinaciones de carga indicadas en ítem 4.

- No se realizan análisis de deslizamiento ni volcamiento por la condición de enterramiento que hace imposible ambos fenómenos. Es importante señalar que el apoyo de los escalones es horizontal, por lo que no existe fuerza deslizante natural.
- La presión lateral del suelo sobre los muros se aplica en condición de empuje en reposo.
- Por seguridad de la obra se considera el caso en que la obra pueda estar con agua en el interior y sin considerar empuje de terreno (no existe certeza que se desarrolle por completo) y una segunda condición en la que se desarrolla el empuje y no existe agua en el interior de la obra que apoye los muros.
- Las armaduras mínimas (repartición) por criterio de retracción de fraguado y temperatura según norma británica BS 8007.
- Pese a que no hay información de napa en la zona, se considera igualmente y como criterio de seguridad, que el suelo colindante que empuja a la obra podría estar eventualmente inundado y produciendo empuje hidrostático desde el suelo a las paredes de la estructura. Condición de napa freática se asume como inducida por la operación del mismo canal.

Normas y criterios utilizados

- Cálculo de armaduras por método LRFD (cargas mayoradas y reducción de resistencia) indicado en código ACI 318-05.
- Verificación de armadura mínima por retracción y temperatura de acuerdo con norma británica BS8007.

10.3 MODELO DE ANÁLISIS

Se modela la obra de entrada en el programa de análisis RISA3D, utilizando elementos finitos del tipo “placa” o “shell”. Las placas utilizadas son, en general, del tipo rectangular de aproximadamente 20x20cm. Las dimensiones interiores son las definidas por proyecto hidráulico y el objetivo de la presente memoria es definir los espesores y armaduras necesarias para cumplir con los requisitos de resistencia y servicio.

Para la vinculación de la estructura con el suelo de fundación se considera lo siguiente:

- La obra se apoya verticalmente sobre resortes de compresión con constante de balasto 5.0 kg/cm^3. El programa permite ingresar este valor asignado al balasto y lo convierte en un resorte traslacional (kg/cm) multiplicando la constante de balasto por el área tributaria del nodo respectivo.
- Se definen los “resortes” que representan al suelo como elementos que solamente toman compresiones (tal como el suelo), vale decir, no toman carga en el caso que exista levantamiento.
- Horizontalmente se modela la interacción del roce en la base de la obra como resortes horizontales en ambas direcciones, con una rigidez equivalente a la mitad de la rigidez de los resortes verticales.

10.4 CASOS Y COMBINACIONES DE CARGAS

Se detalla a continuación los casos de carga que son considerados en el análisis de las obras:

BLC1 : peso propio de la obra

BCL2 : peso del relleno sobre la losa

BCL3 : peso del relleno sobre la zarpa

BLC4 : empuje exterior estático de relleno (condición con napa freática)

BLC5 : agua exterior (en el suelo, napa. Se considera como condición normal)

BLC6 : agua interior normal

BLC7 : Sismo actuando sobre la estructura

BLC8 : empuje sísmico del suelo

BLC9 : empuje sísmico del agua

BLC10: carga de tránsito superior

A continuación, se detallan las consideraciones de carga y, a modo de ejemplo se muestran gráficamente estas condiciones de cargas aplicadas sobre el modelo.

<u>BLC1, Peso propio</u>

El programa permite incorporar el peso propio de la estructura aplicando el factor "-1" en la dirección global "Y" que corresponde al eje vertical.

<u>BCL2. Peso del relleno sobre la losa</u>

El peso del relleno sobre la losa se representa como cargas aplicadas sobre cada elemento que la modela, determinadas de acuerdo a la altura de relleno sobre la losa, considerando el peso específico húmedo $\gamma_{húm}$ = 2.0 ton/m^3 para la porción sobre el nivel de la napa freática y el peso γ' = 1.0 ton/m3 para la altura de relleno bajo el nivel de la napa freática. La posición de la napa freática se considera de acuerdo a lo indicado más adelante.

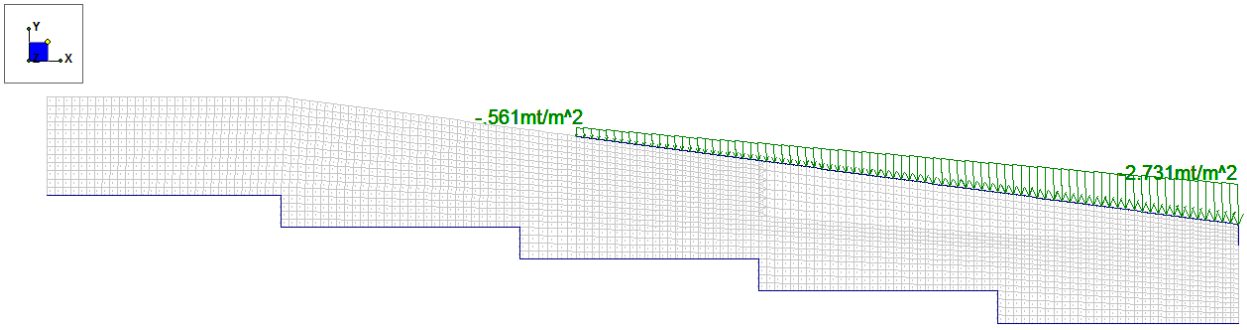


Figura 105 – BLC2 - Peso de relleno sobre la losa

BCL3. Peso del relleno sobre la zarpa

El peso del relleno sobre las zarpas se representa como cargas aplicadas sobre cada elemento que las modelan, determinadas de acuerdo con la altura de relleno sobre la cara superior de la zarpa, considerando los mismos pesos específicos indicados para el estado de carga anterior. La posición de la napa freática se considera de acuerdo a lo indicado más adelante.

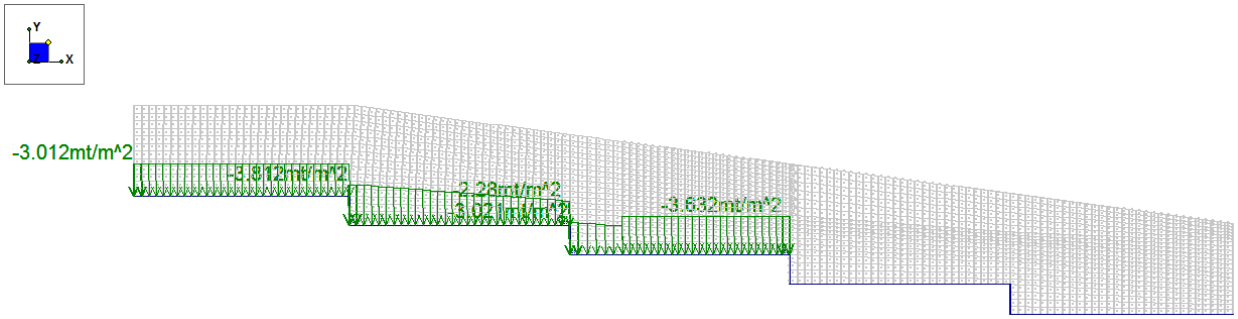


Figura 106 – BLC3 - Peso de relleno sobre zarpas

BLC4 : empuje exterior estático de relleno (condición con napa freática)

El empuje de suelo en función de la profundidad se representa como cargas aplicadas a cada uno de los elementos finitos que representan los muros de la obra. Se determina en función de la profundidad del punto medio del elemento, la posición de la napa freática, los pesos unitarios del relleno indicados antes y condición de empuje en reposo con Ko=0,36 para ϕ=40°. La posición de la napa freática se considera de acuerdo a lo indicado más adelante.

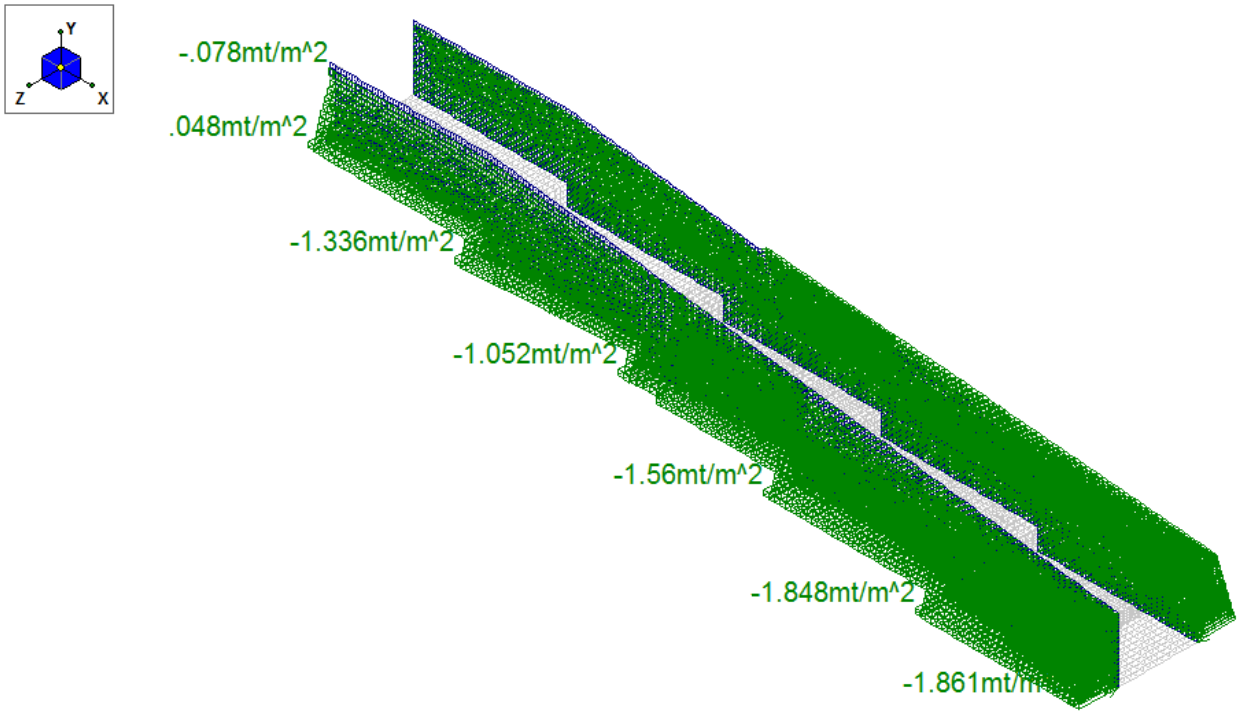


Figura 107 – BLC4 – Empuje estático de suelo

BLC5 : agua exterior (en el suelo, napa)

Como se indicó anteriormente, pese a no se encuentra informada napa natural en el sector, se recurre a la sana costumbre (seguridad en el diseño) de considerar que el suelo puede saturarse e inundarse subterráneamente por diversas razones. En el caso particular de la obra de entrada se asume que existe la posibilidad que la operación del canal en la zona no revestida induzca una napa en los alrededores, por lo que para el diseño se considera que existe una napa inducida con altura igual al 75% de la altura del borde más bajo del terreno en la llegada a la entubación, de acuerdo a la información topográfica (se asume que esta altura corresponde a la altura de agua normal de operación del canal no revestido).

Lo anterior implica que se considera un nivel uniforme de napa de 1.64 m (medido desde el sello de fundación del ingreso a la obra).

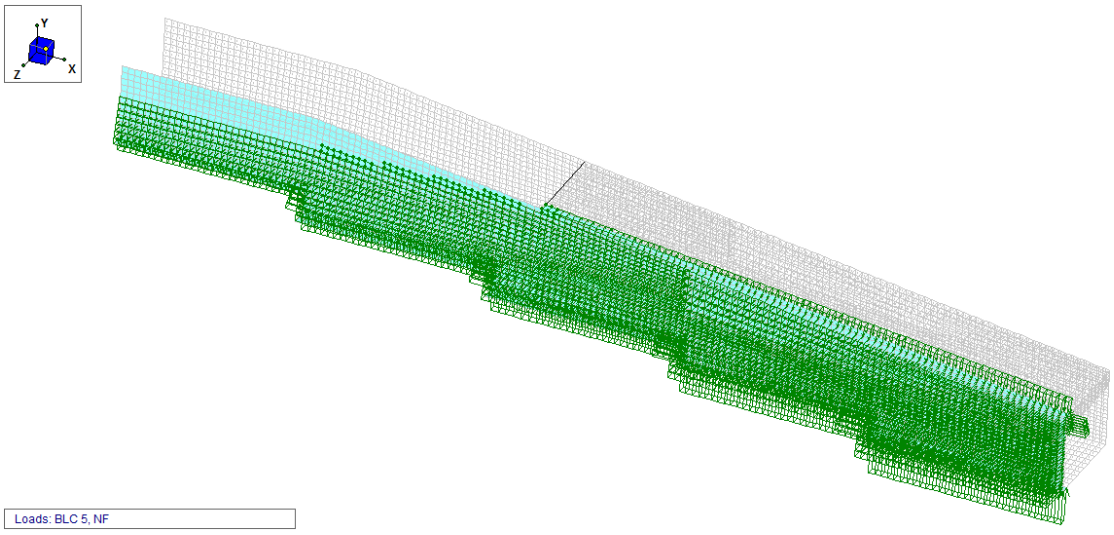


Figura 108 – BLC5 – Agua exterior (napa freática) – Muestra distribución sobre un muro, losa y radier

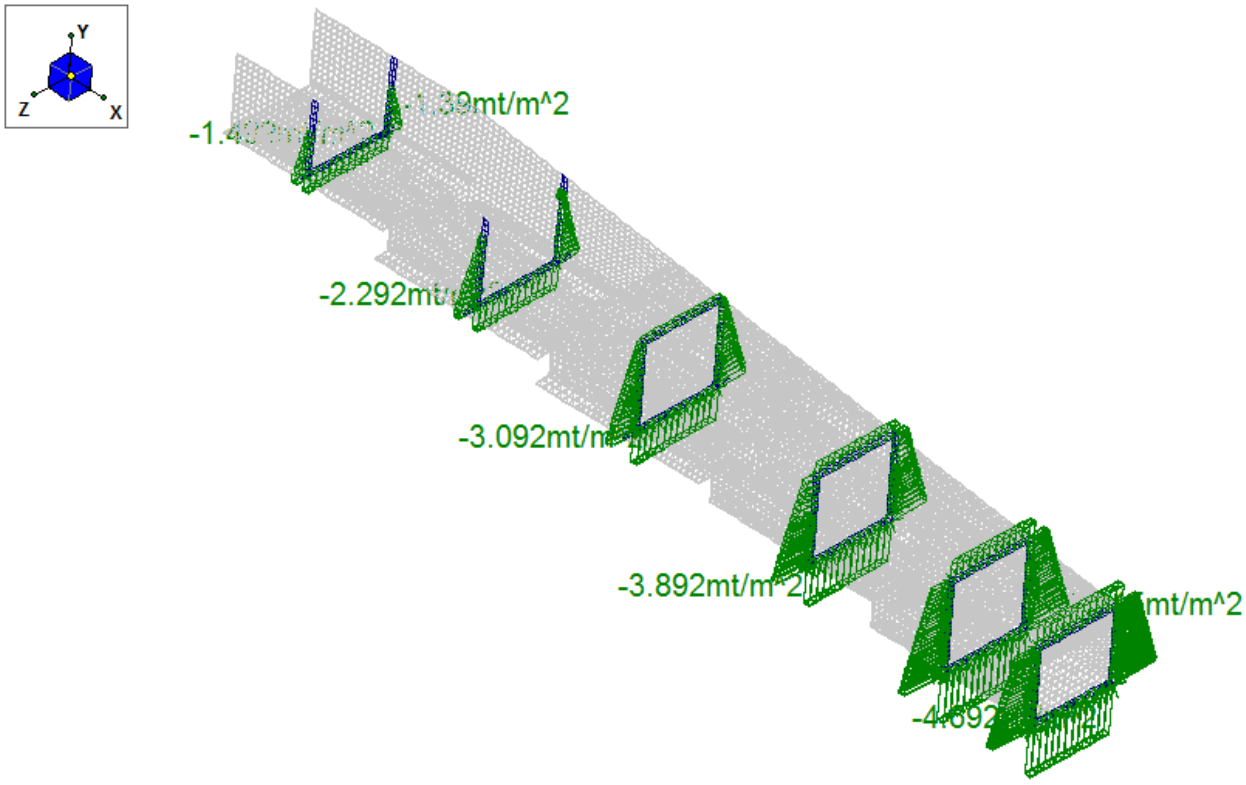


Figura 109 – BLC5 – Agua exterior (napa freática)

Las figuras anteriores muestran esquemáticamente la carga aplicada al modelo, la que es aplicada a todo lo largo de la estructura. Se muestran únicamente algunas

secciones para permitir la visualización de la variación a lo largo de la obra de la carga aplicada.

BLC6 : agua interior normal

Para la obra analizada, dado que se trata de una caída donde el flujo se acelerará, se considera una altura de agua normal de operación igual al 60% de la altura interior de la sección típica del canal. La presión aplicada sobre cada elemento del modelo depende de la profundidad respecto del nivel de escurrimiento libre, de 1.38m en cada "escalón".

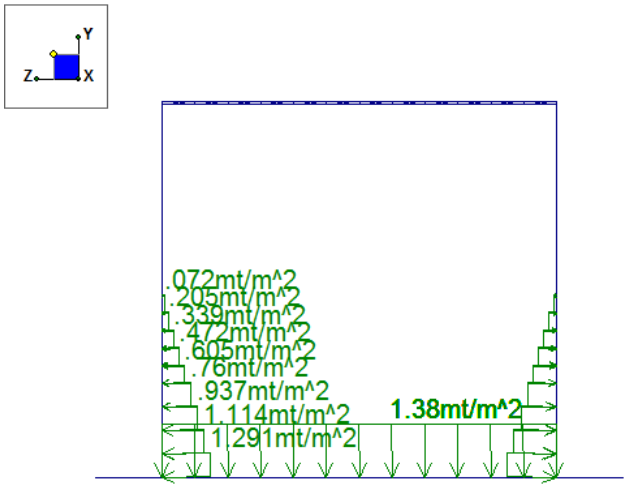


Figura 110 – BLC6– Agua interior en sección típica del canal (sección transversal)

BLC7 : Sismo actuando sobre la estructura

En forma análoga a lo indicado para el peso propio de la estructura, se aplica el sismo actuando sobre el peso de la estructura como un multiplicador del peso, actuando en dirección transversal o longitudinal al modelo, según la dirección de análisis. El multiplicador del peso propio corresponde al coeficiente sísmico 0.20, según se detalla anteriormente.

BLC8 : empuje sísmico del suelo

Se aplica el empuje uniforme de la NCh433 para muros arriostrados, en forma conservadora para los muros de la zona inicial del canal

$q = 0{,}3 \cdot C_R \cdot \gamma \cdot h \cdot Ao/g$

Para cada sección se determina la altura de relleno "h" sobre el nivel del sello de fundación y se determina el incremento de empuje por acción del sismo en consecuencia.

Sección inicial obra de entrada: h = 2.40m

→ q= 0.3·0.5·2.0·2.40·0.3 = 0.22 ton/m^2

Sección final obra de entrada: h = 5.12m

→ q= 0.3·0.5·2.0·5.12·0.3 = 0.46 ton/m^2

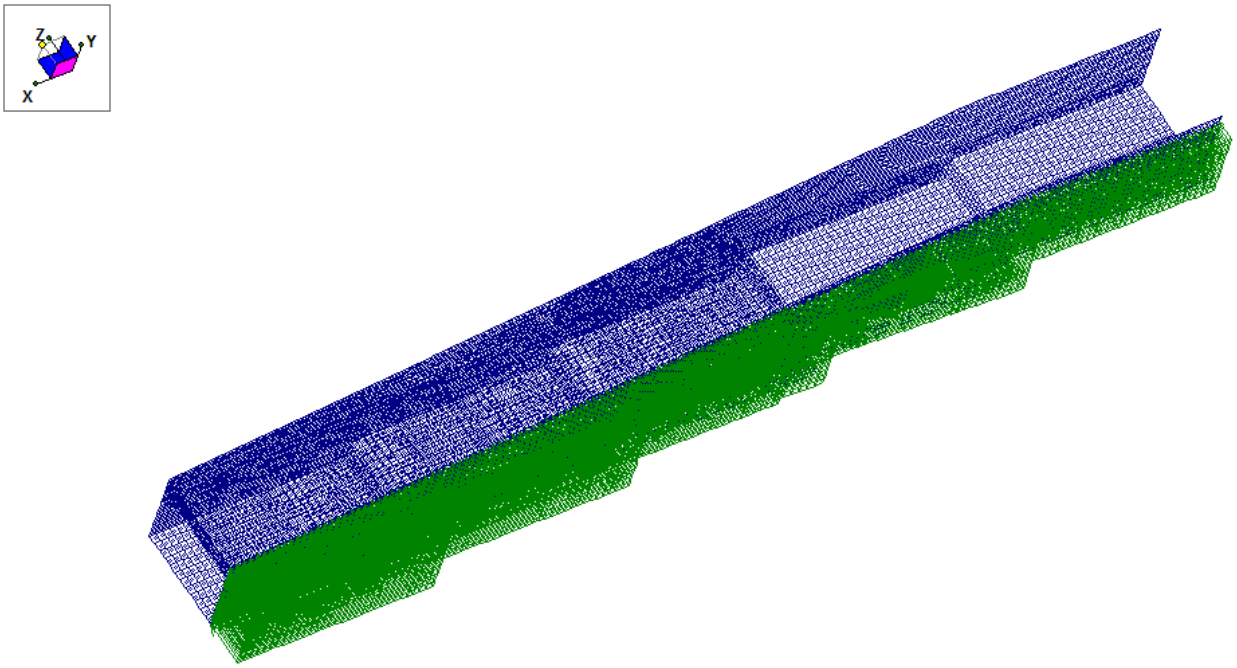


Figura 111 – BLC8 – Incremento de empuje de suelo por acción del sismo

BLC9 : empuje sísmico del agua

El comportamiento hidrodinámico del agua se representa con el criterio de Westergaard recomendado ampliamente en los criterios de diseño de obras hidráulicas en general. Se trata de una simplificación que asigna a un muro una presión $q=0.55 \cdot c_s \cdot h = 0.11 \cdot h$ (donde c_s es el coeficiente sísmico, 0.2 en nuestro caso).

Para la altura de agua de la obra, de 1.38m, se aplica una presión uniforme q=0.15 ton/m^2.

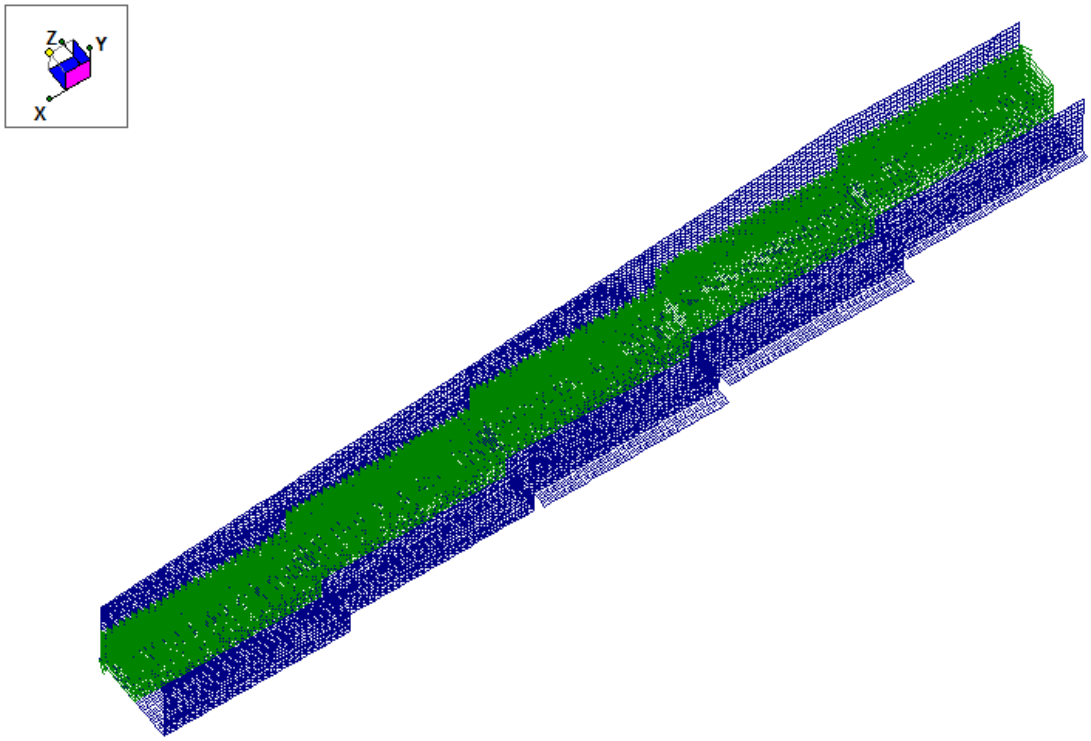


Figura 112 – BLC9 – Incremento de presiones por acción sísmica sobre el agua

BLC10: carga de tránsito superior

Para la obra de entrada y como criterio de diseño conservador se considera la carga completa de un camión AASTHO HS20-44 (32.5 ton), repartida sobre la totalidad de la losa de la sección de aguas abajo. Se aplica una carga total de 32.5*1.3 = 42.45 ton considerando un factor de impacto de 1.3. La carga se reparte sobre una superficie de LxB = 3.6m x 16.6m, con lo que se obtiene una sobrecarga uniforme de 0.707 ton/m^2.

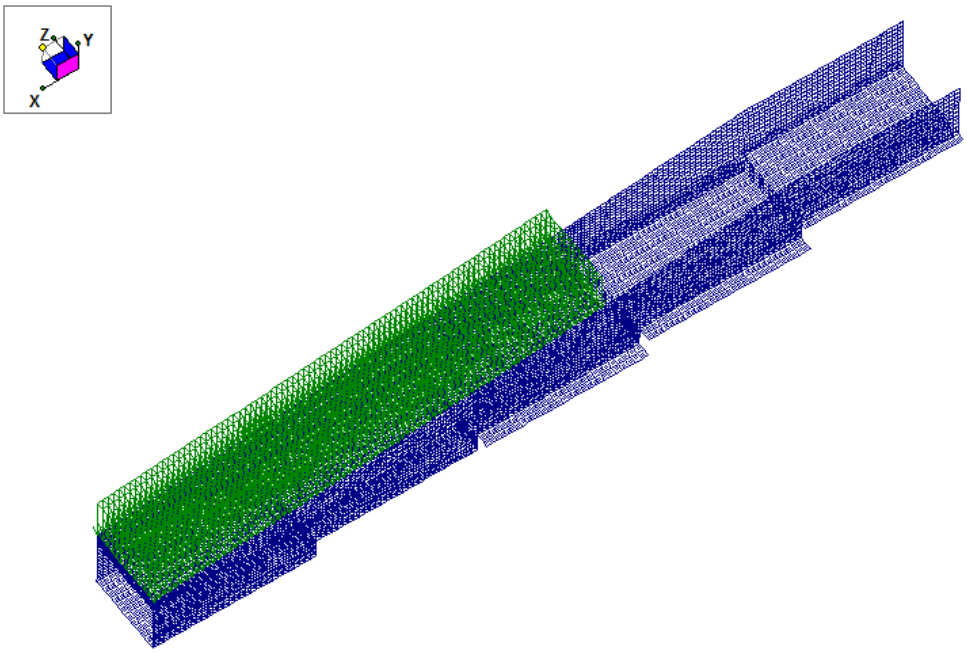


Figura 113 – BLC10 – Carga sobre la losa por sobrecarga de tránsito

En las combinaciones siguientes U1 a U4 representan las cargas mayoradas para el cálculo de armaduras, mientras que las combinaciones C1 a C4 representan condiciones de servicio para análisis de fisuración y presión de contacto con el suelo. Los factores de mayoración considerados corresponden a los indicados en ACI318-05.

Combinaciones para diseño de armaduras (mayoradas)

U1.1: estática ext. (solicitaciones en vano losa y radier) = 1.2·(BLC1 + BLC2 + BLC3) + 1.6·(0.33·BLC4 + 0.33·BLC5)

U1.2: estática ext. (solicitaciones en vano muros) = 1.0·(BLC1 + BLC2 + BLC3) + 1.6·(BLC4 + BLC5)

U1.3: estática ext. (solicitaciones en extremos elementos) = 1.2·(BLC1 + BLC2 + BLC3) + 1.6·(BLC4 + BLC5)

U2: estática int. = 0.9·(BLC1 + BLC2 + BLC3) + 1.4·(BLC6)

U3.1: estática ext. – sobrecarga de rueda (solicitación en vanos) = 1.2·(BLC1 + BLC2 + BLC3) + 1.6·(0.33·BLC4 + 0.33·BLC5) + 1.6·BLC10

U3.2: estática ext. – sobrecarga de rueda (solicitación en extremos elem.) = 1.2·(BLC1 + BLC2 + BLC3) + 1.6·(BLC4 + BLC5) + 1.6·BLC10

U4.1: caso sísmico – acción en el suelo = 1.2·(BLC1 + BLC2 + BLC3) + 1.6·(BLC4 + BLC5) + 1.4·(BLC7 + BLC8)

U4.2: caso sísmico – acción en el agua = 1.2·(BLC1 + BLC2 + BLC3 + BLC6) + 1.4·(BLC7 + BLC9)

U4.3: caso sísmico – acción en suelo y agua = 1.2·(BLC1 + BLC2 + BLC3 + BLC6) + 1.6·(BLC4 + BLC5) + 1.4·(BLC7 + BLC8 + BLC9)

Combinaciones de cargas de servicio (análisis de fisuración y tensiones de contacto)

C1.1: estática ext. (solicitaciones en vano losa y radier) = BLC1 + BLC2 + BLC3 + 0.33·(BLC4 + BLC5)

C1.2: estática ext. (solicitaciones en vano muros) = 0.9·(BLC1 + BLC2 + BLC3) + BLC4 + BLC5

C1.3: estática ext. (solicitaciones en extremos elementos) = BLC1 + BLC2 + BLC3 + BLC4 + BLC5

C2: estática int. = 0.9·(BLC1 + BLC2 + BLC3) + BLC6

C3.1: estática ext. – sobrecarga de rueda (solicitación en vanos) = BLC1 + BLC2 + BLC3 + 0.33·(BLC4 + BLC5) + BLC10

C3.2: estática ext. – sobrecarga de rueda (solicitación en extremos elem.) = BLC1 + BLC2 + BLC3 + BLC4 + BLC5 + BLC10

C4.1: caso sísmico – acción en el suelo = BLC1 + BLC2 + BLC3 + BLC4 + BLC5 + BLC7 + BLC8

C4.2: caso sísmico – acción en el agua = BLC1 + BLC2 + BLC3 + BLC6 + BLC7 + BLC9

C4.3: caso sísmico – acción en suelo y agua = BLC1 + BLC2 + BLC3 + BLC6 + BLC4 + BLC5 + BLC7 + BLC8 + BLC9

10.5 ANALISIS DE ESTABILIDAD

Se verifica la estabilidad de la obra a la flotación debido a la acción de la napa actuando sobre la obra. Para el análisis se consideran las siguientes combinaciones de cargas, no incluidas en el listado anterior:

C_{normal} (operación normal de la obra) = BLC1 + BLC2 + BLC3 + BLC5 + BLC6

$C_{eventual}$ (condición de vaciado rápido y NF "colgada") = BLC1 + BLC2 + BLC3 + BLC5

Para la condición de carga normal se requiere un factor de seguridad FS ≥ 1.20, en tanto para la condición eventual se requiere un factor de seguridad FS ≥ 1.15, definiéndose FS como el cuociente entre las fuerzas resistentes (peso) y las solicitantes (fuerza boyante). En la figura y cuadro siguiente se presenta el análisis de la obra, que se hizo por secciones.

Para el cálculo de las fuerzas resistentes, se considera que aquellas zonas que disponen de zarpa generan una cuña de arrancamiento que, en el caso límite, contribuyen a la estabilidad de la obra. Esta fuerza estabilizante se calcula como el peso de la cuña de suelo con un ángulo de 20º (medido respecto de la vertical), que nace en el extremo exterior de la zarpa.

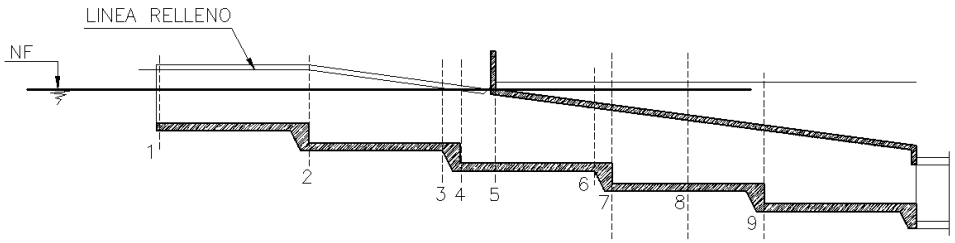


Figura 114 – Ubicación secciones de análisis flotación

Para el análisis de estabilidad por flotación se consideró:

Peso unitario del hormigón:	2.5	ton/m3
Peso unitario del relleno:	2.0	ton/m3
Ángulo cuña arrancamiento:	20.0	º

Tabla 26 – Análisis de estabilidad a la flotación

Sección	Hm (m)	em (m)	Bi (m)	er (m)	eL (m)	Bz (m)	Hrt (m)	ZNF (m)	Hwi (m)
1	2.6	0.30	3.00	0.3	0.00	0.15	2.4	1.64	1.38
2	3.4	0.30	3.00	0.30	0.00	0.50	3.2	2.44	1.38
3	2.69	0.30	3.00	0.30	0.00	0.50	2.49	2.44	1.38
4	3.4	0.30	3.00	0.30	0.00	0.50	3.2	3.24	1.38
5	3.22	0.30	3.00	0.30	0.20	0.50	3.52	3.24	1.38
6	2.69	0.30	3.00	0.30	0.20	0.00	3.52	3.24	1.38
7	3.4	0.30	3.00	0.30	0.20	0	4.32	4.04	1.38
8	3.23	0.30	3.00	0.30	0.20	0	4.32	4.04	1.38
9	3.4	0.30	3.00	0.30	0.20	0	5.12	4.84	1.38

Sección	West (t/m)	Wrell (t/m)	Wwi (ton/	F (t/m)	FR,N (t/m)	FR,E (t/m)	FS,N	FS,E	
1	6.375	3.23	4.14	5.99	13.75	9.61	2.294	1.603	
2	8.1	7.52	4.14	9.08	19.76	15.62	2.175	1.719	
3	7.035	3.46	4.14	9.08	14.64	10.5	1.612	1.156	
4	8.1	5.24	4.14	11.96	17.48	13.34	1.461	1.115	(*)
5	9.33	9.39	4.14	11.89	22.86	18.72	1.922	1.574	
6	7.785	4.00	4.14	9.68	15.92	11.78	1.644	1.217	
7	8.85	4.32	4.14	12.24	17.31	13.17	1.414	1.076	(*)
8	8.6	4.92	4.14	11.64	17.66	13.52	1.517	1.162	
9	8.85	7.20	4.14	12.24	20.19	16.05	1.65	1.311	

(*) Estabilidad global está garantizada, por lo que se acepta FS menor (mayor a la unidad) en zonas locales puntuales.

En los cuadros anteriores se tiene:

Hm = Altura de muros

em = Espesor muros

Bi = ancho interior

er = espesor del radier

eL = espesor de la losa

Bz = ancho de zarpa

Hrt = altura total de relleno (desde S.F.)

ZNF = posición de la napa (dede S.F.)

Hwi = altura de agua interior

West = peso de la estructura

Wrell = peso del relleno

Wwi = peso del agua interior

F = Fuerza de flotación (solicitante)

FR,N = fuerza resistente condición normal (con agua) (West+Wrell+Wwi)

FR,E = fuerza resistente condición eventual (vacío) (West+Wrell)

FS, N ; FS,E = factor de seguridad al levantamiento condición normal y eventual respectivamente.

10.6 VERIFICACIÓN DE FISURACIÓN POR RETRACCIÓN Y TEMPERATURA

Para la armadura de repartición (retracción y temperatura) se recurre a lo indicado en norma británica BS8007, que exige una cuantía ρ mínima de $f_{ct}/f_y = 0.0031$ (en toda la cara), siendo f_{ct} la resistencia a tracción del hormigón al 3er día (13 kg/cm^2 aproximadamente para H-30) y f_y la fluencia del acero de refuerzo (4200 kg/cm^2). No obstante, deberá calcularse el ancho de fisura $w_{máx}$ de acuerdo con la siguiente expresión:

$$w_{máx} = s_{máx} \cdot R \cdot \alpha \cdot (T_1 + T_2)$$

donde :

$s_{máx}$ = separación máxima entre fisuras, en mm.

R = coeficiente de restricción 0.5 para estructuras totalmente restringidas.

α = coeficiente de dilatación térmica del hormigón (12 E-6/°C)

T_1 = Diferencia entre el valor máximo alcanzado por el calor de hidratación y la temperatura ambiente. Deberá tomarse como mínimo 18°.

T_2 = Variación de temperatura estacional de verano a invierno. Se deberá adoptar un valor no inferior a 24°.

Para el armado de los elementos se considera una repartición típica a 15 cm en ambas direcciones, con lo que se obtienen cuantías que cumplen con el requerimiento mínimo por retracción y temperatura, según se indica a continuación.

Se considera un espesor de 30 cm para radier inferior y muros, con armadura de repartición ϕ12 a 15 en ambas caras y direcciones y espesor 20 cm para la losa superior, con armadura mínima ϕ10 a 15 en ambas caras y direcciones.

La separación máxima queda dada por: $s_{máx} = f_{ct}/f_b \cdot \phi/2\rho$

Para espesor 20 cm y armadura mínima ϕ10a15 se tiene:

$$s_{máx} = f_{ct}/f_b \cdot \phi/2\rho = 13/24 \cdot 10/(2 \cdot 0.0052) = 517\text{mm}$$

$\Rightarrow$ $w_{máx}$ = 0.13mm, menor a 0.2mm $\rightarrow$ cumple

Para espesor 30 cm y armadura mínima ϕ12a15 se tiene:

$$s_{máx} = f_{ct}/f_b \cdot \phi/2\rho = 13/24 \cdot 12/(2 \cdot 0.0050) = 647\text{ mm}$$

$\Rightarrow$ $w_{máx}$ = 0.16mm, menor a 0.2mm $\rightarrow$ cumple

siendo:

f_{ct} = resistencia a la tracción del hormigón H-30 al 3er día.

f_b = tensión media de adherencia entre el hormigón y la barra de acero (para barras estriadas de acero este valor es 24 kg/cm^2 según BS8007).

ϕ = diámetro de la barra de refuerzo (10 ó 12mm).

ρ = cuantía de acero de la sección completa.

10.7 RESULTADOS DE LA MODELACION Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

Se muestran gráficamente los esfuerzos de flexión obtenidos del modelo Risa3D en las combinaciones para el diseño de armaduras.

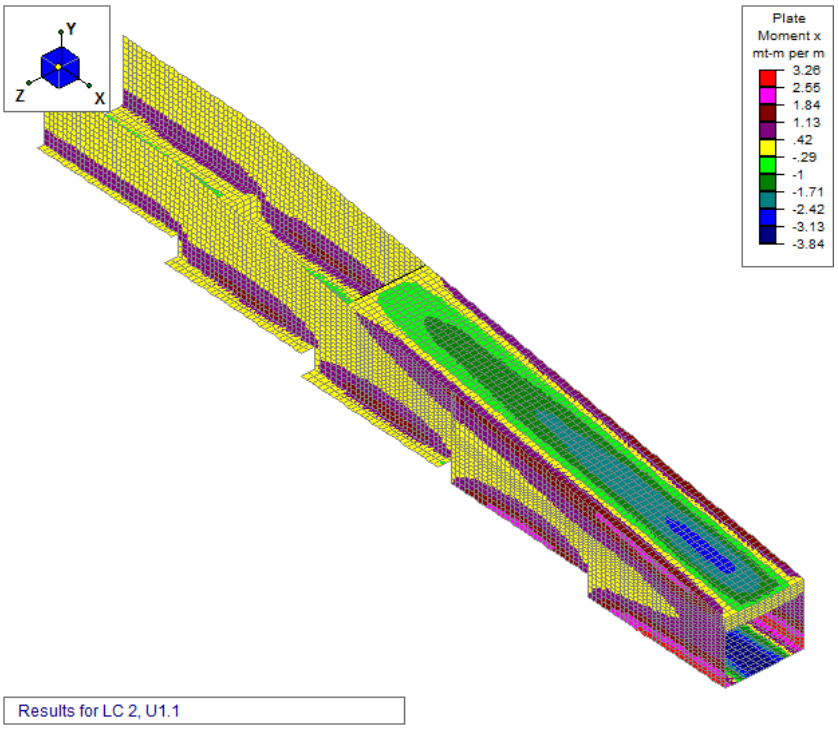


Figura 115 – Momento flector transversal combinación U1.1

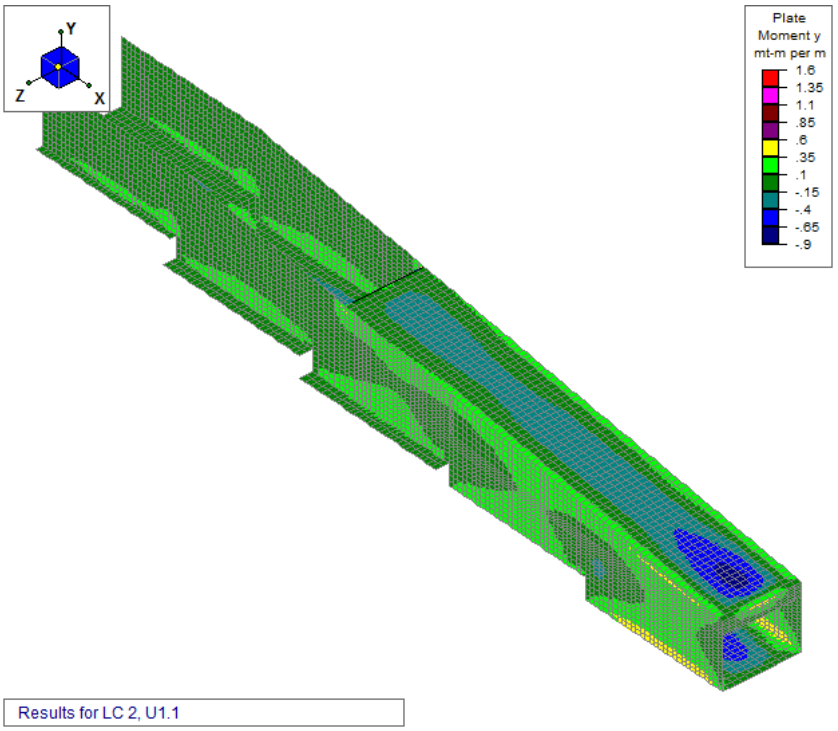


Figura 116 – Momento flector longitudinal combinación U1.1

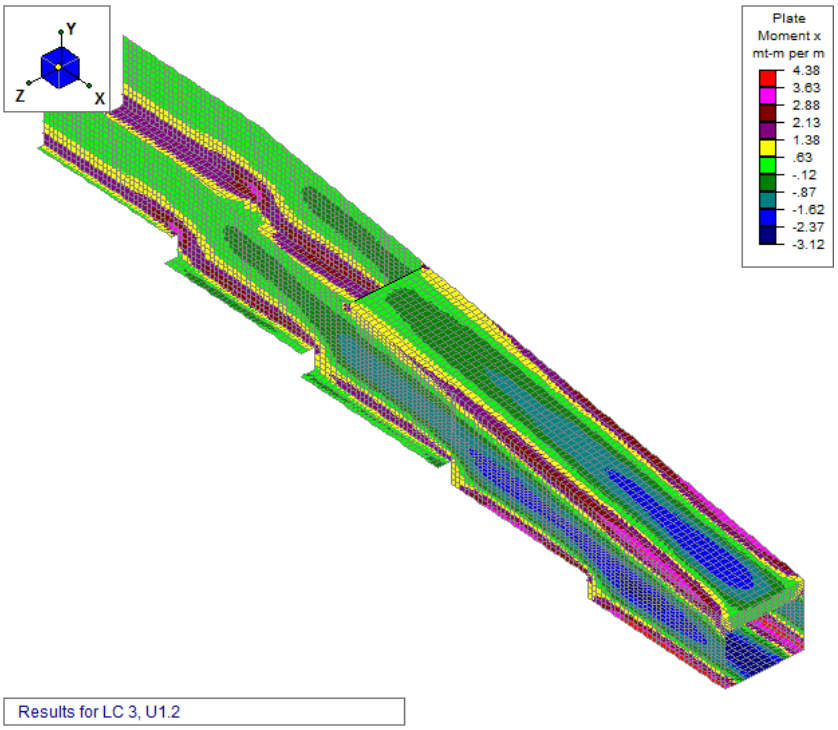


Figura 117 - Momento flector transversal combinación U1.2

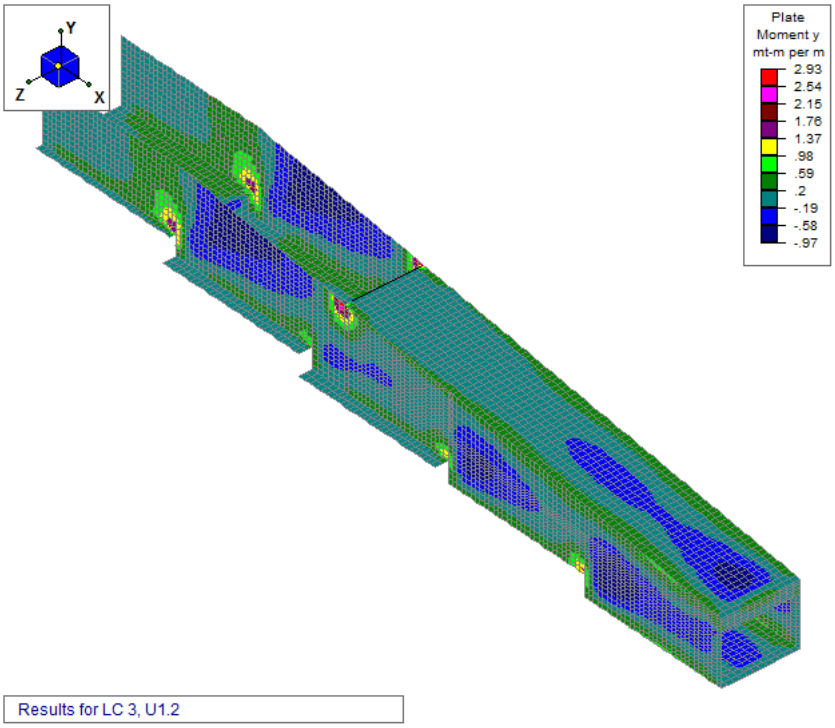


Figura 118 – Momento flector longitudinal combinación U1.2

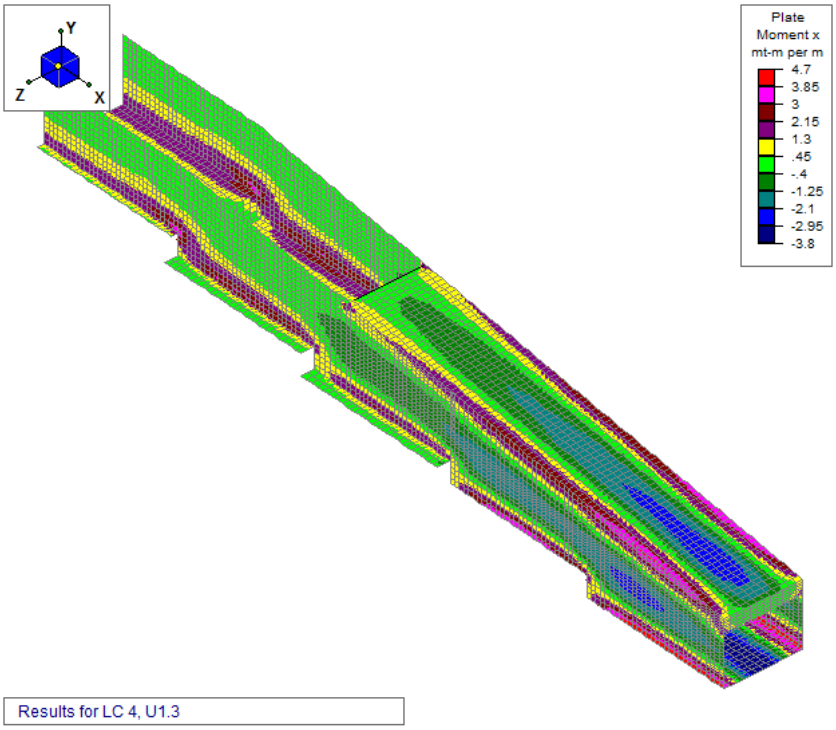


Figura 119 - Momento flector transversal combinación U1.3

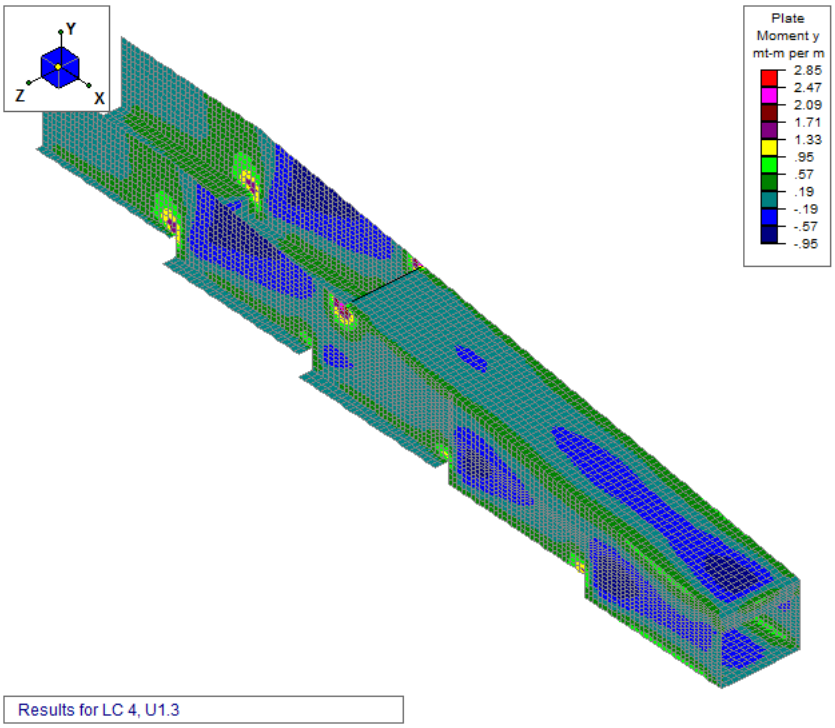


Figura 120 - Momento flector longitudinal combinación U1.3

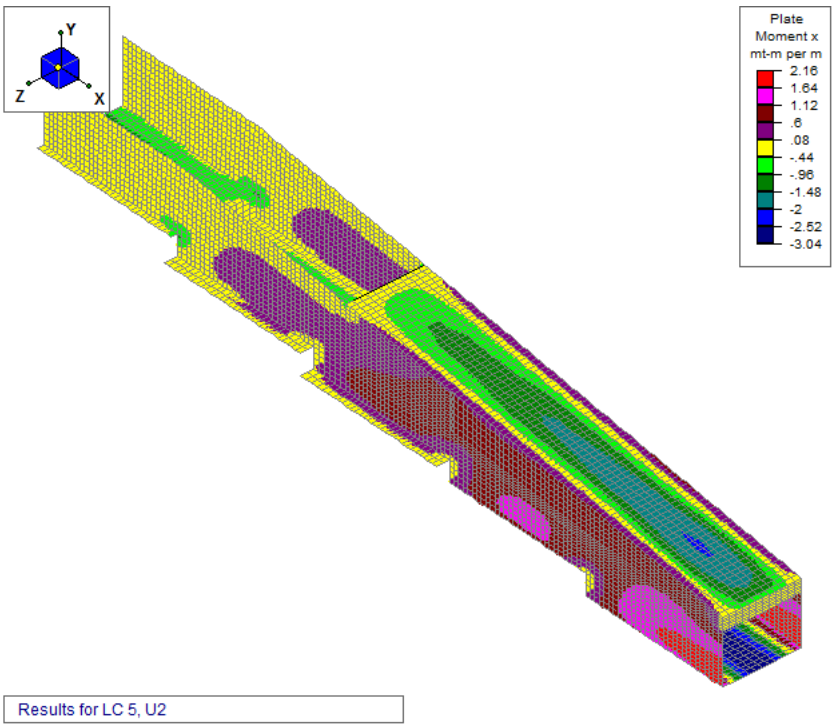


Figura 121 - Momento flector transversal combinación U2

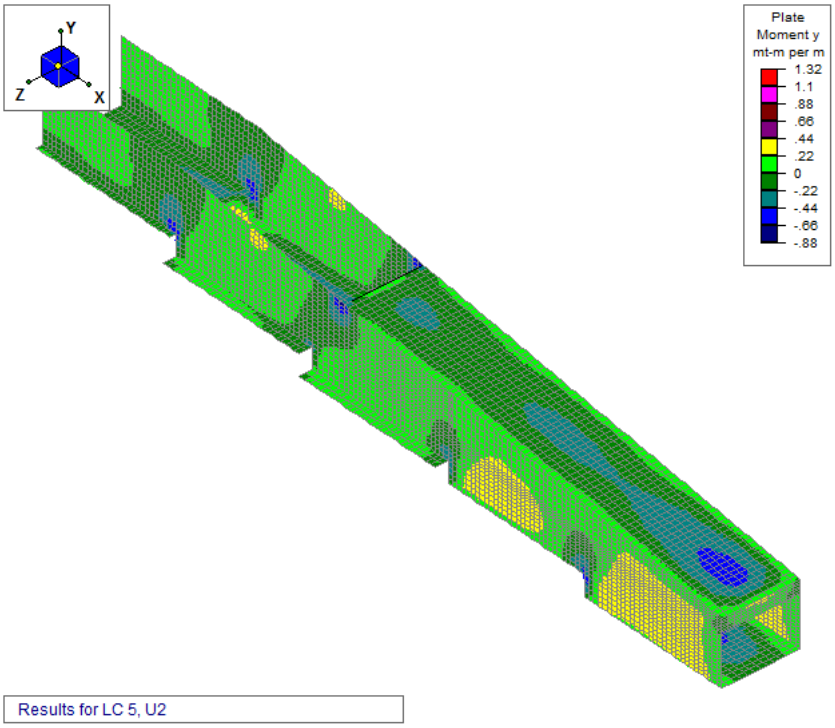


Figura 122 - Momento flector longitudinal combinación U2

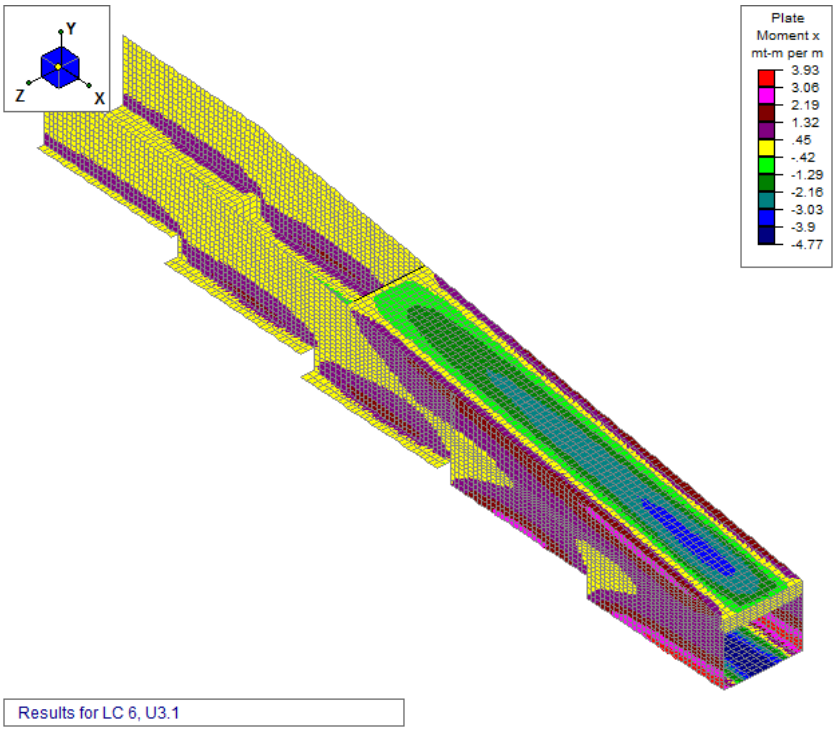


Figura 123 - Momento flector transversal combinación U3.1

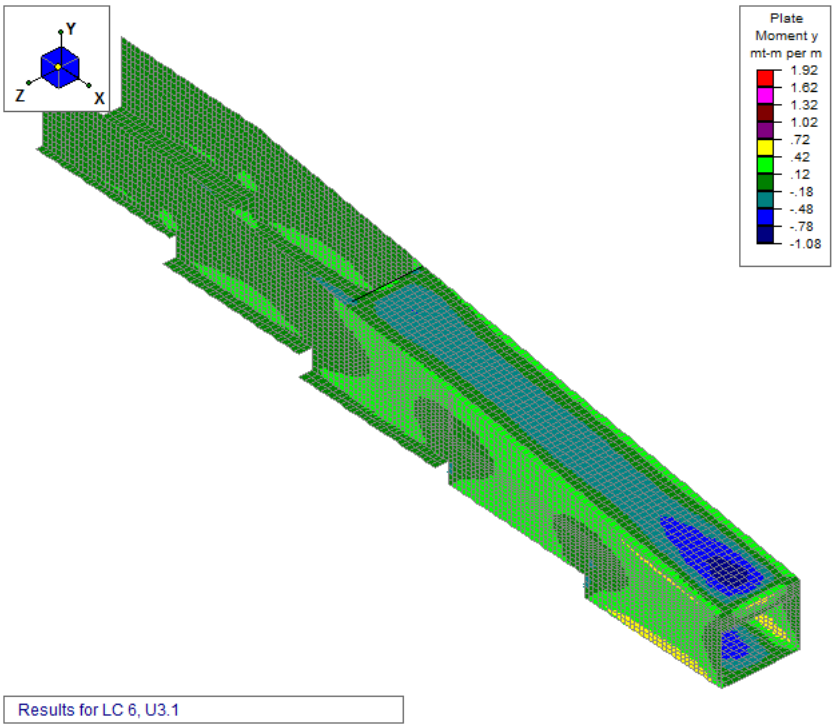


Figura 124 - Momento flector longitudinal combinación U3.1

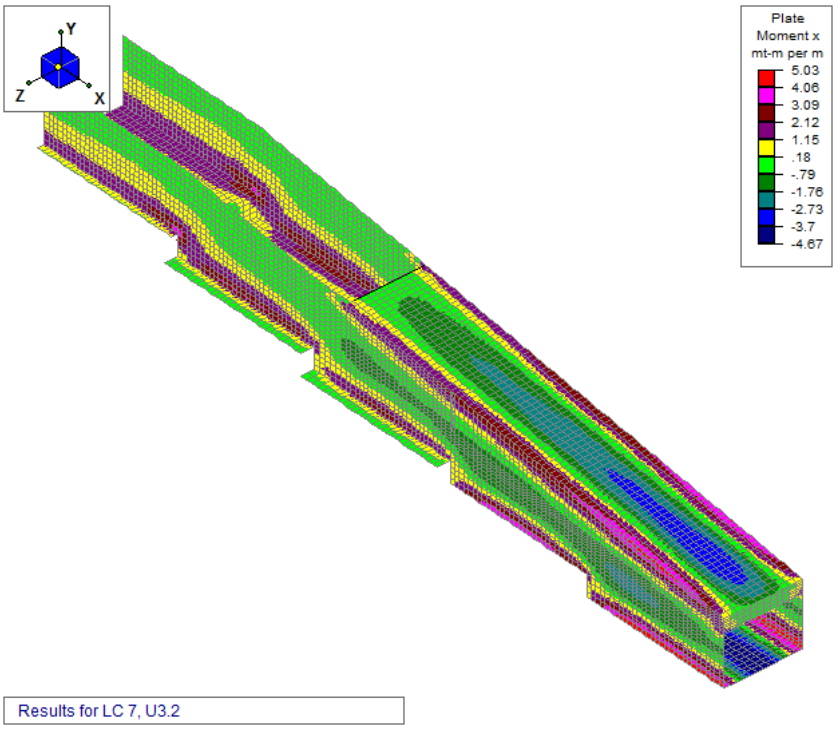


Figura 125 - Momento flector transversal combinación U3.2

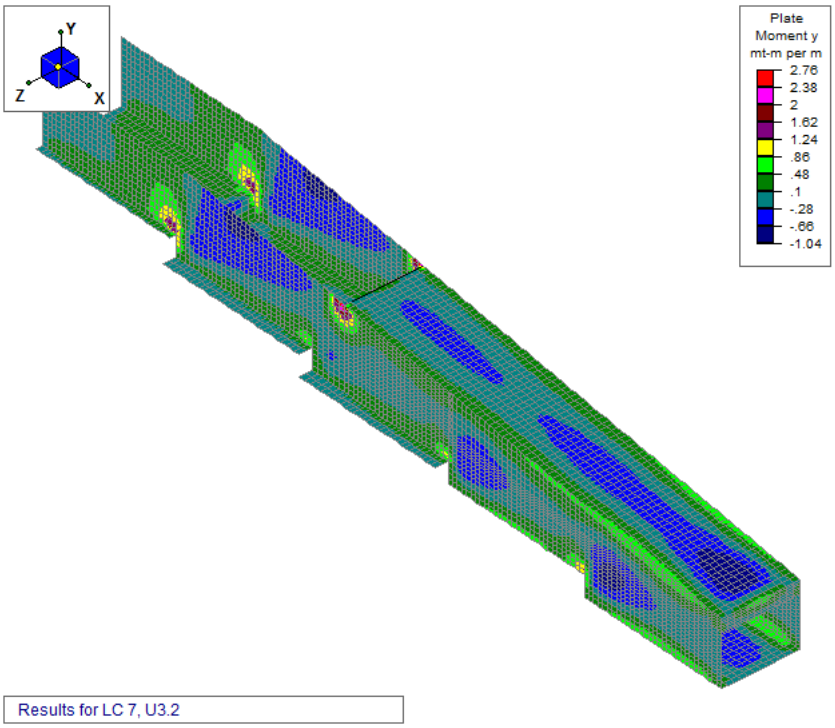


Figura 126 - Momento flector longitudinal combinación U3.2

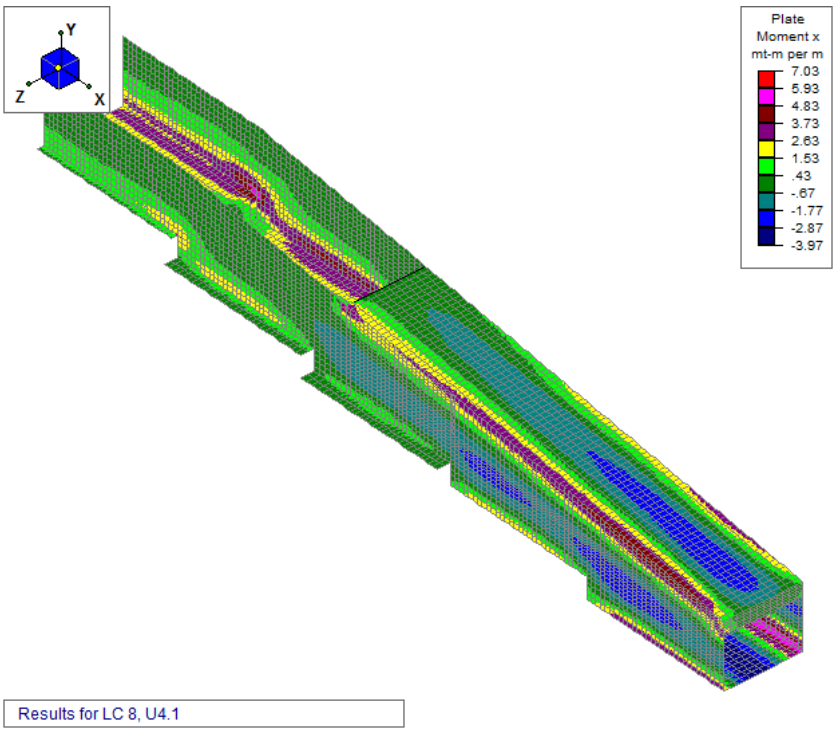


Figura 127 - Momento flector transversal combinación U4.1

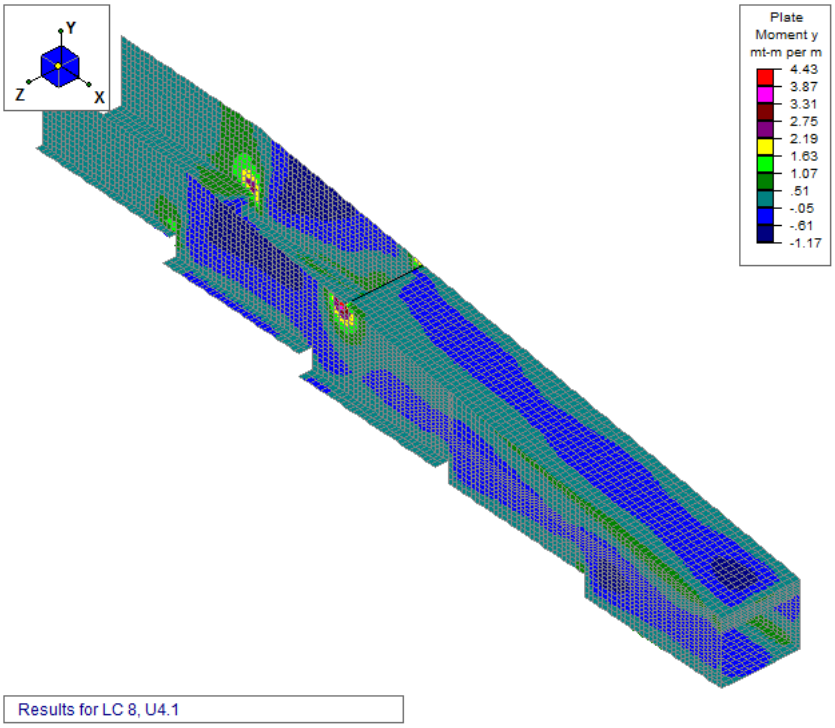


Figura 128 - Momento flector longitudinal combinación U4.1

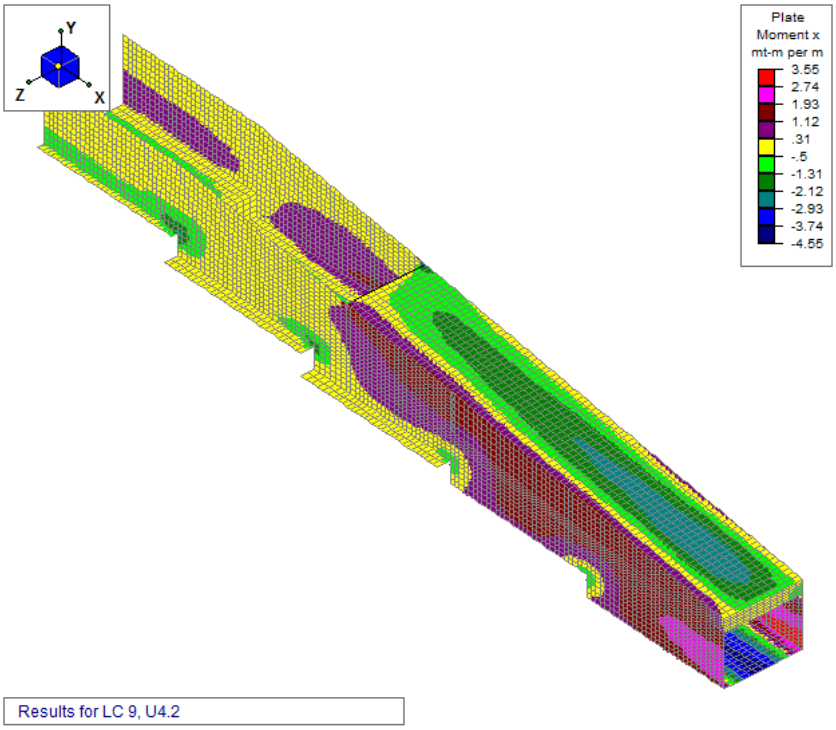


Figura 129 - Momento flector transversal combinación U4.2

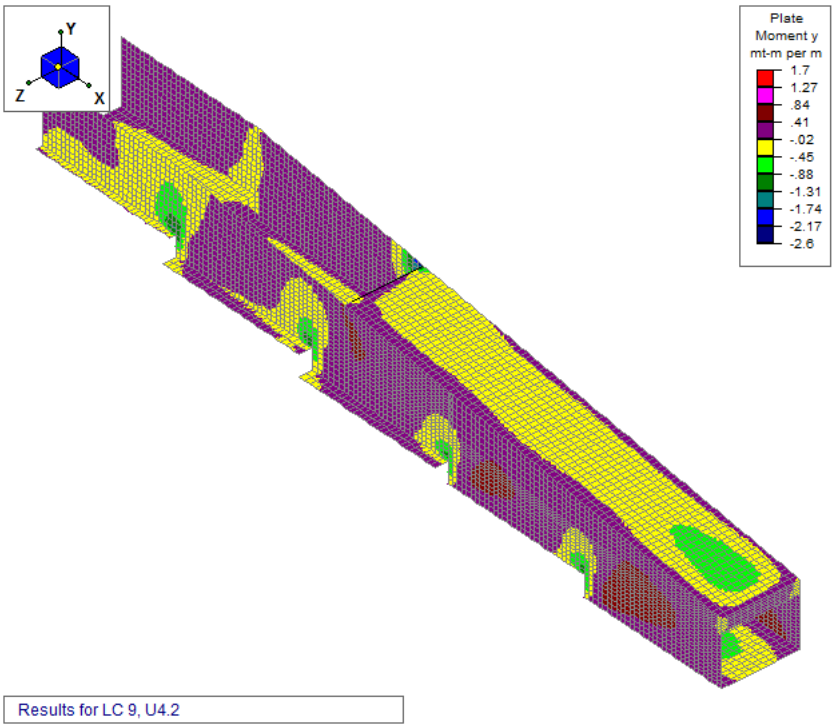


Figura 130 - Momento flector longitudinal combinación U4.2

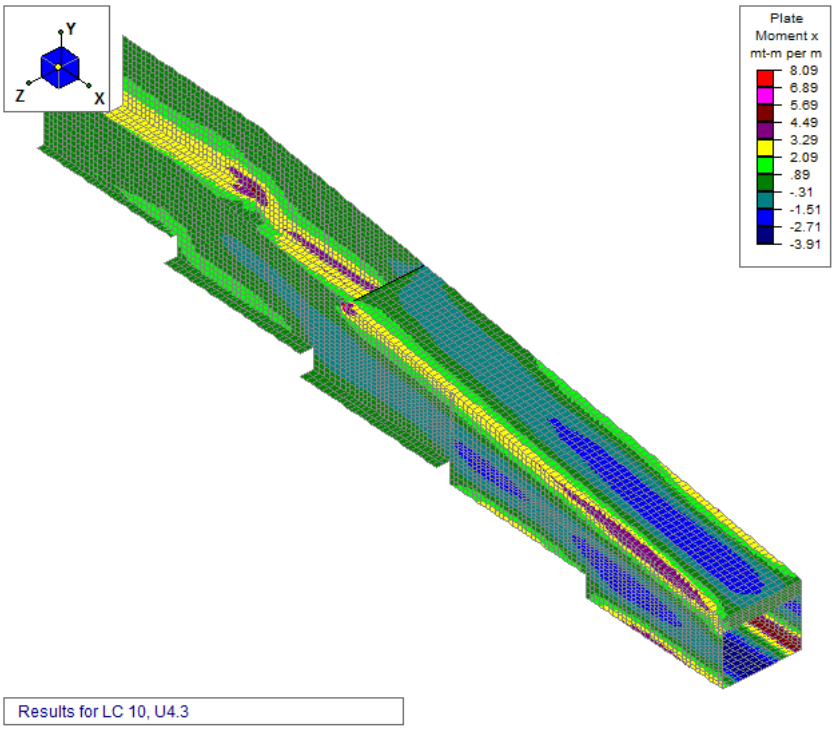


Figura 131 - Momento flector transversal combinación U4.3

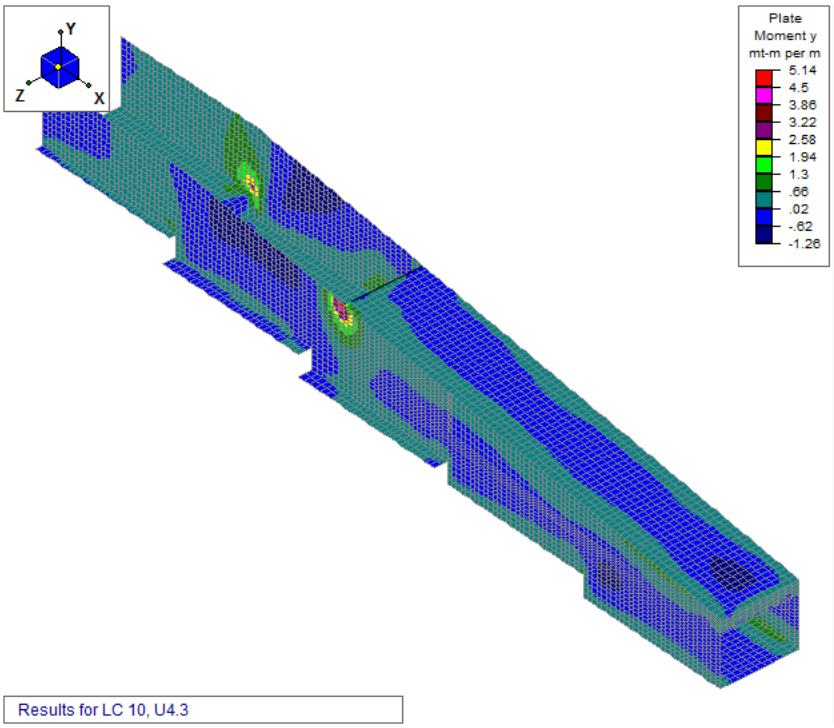


Figura 132 - Momento flector longitudinal combinación U4.3

Para los esfuerzos que se indican en las tablas siguientes, se sigue la nomenclatura de elementos indicada a continuación.

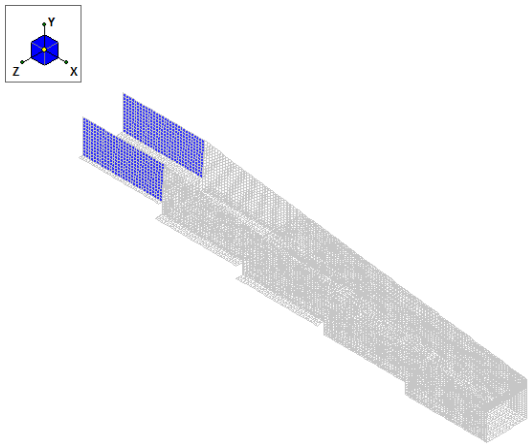


Figura 133 – Elementos M1 (e=30cm)

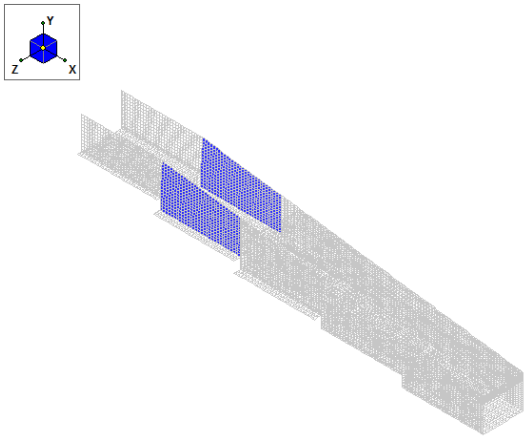


Figura 134 – Elementos M2 (e=30cm)

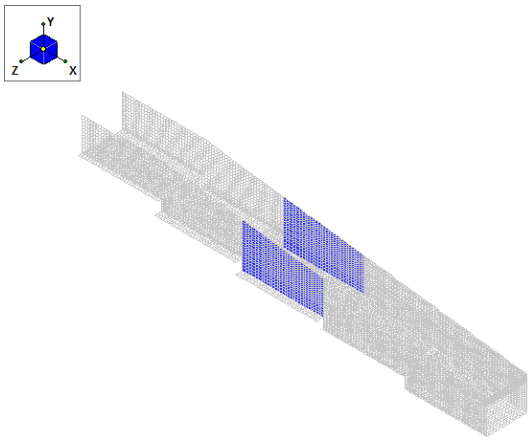


Figura 135 – Elementos M3 (e=30cm)

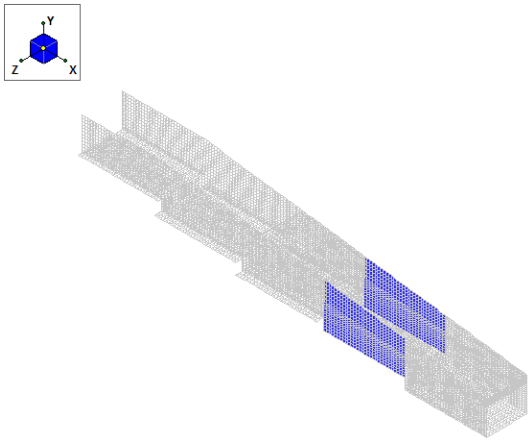


Figura 136 – Elementos M4 (e=30cm)

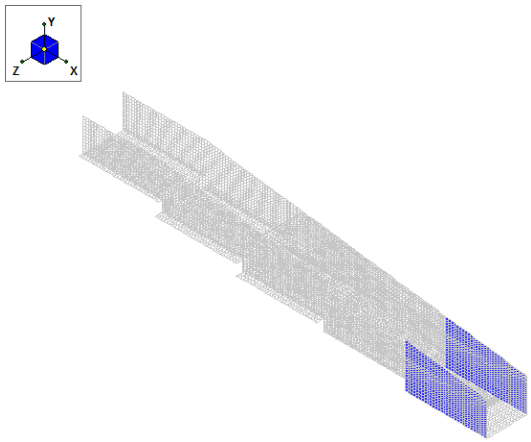


Figura 137 – Elementos M5 (e=30cm)

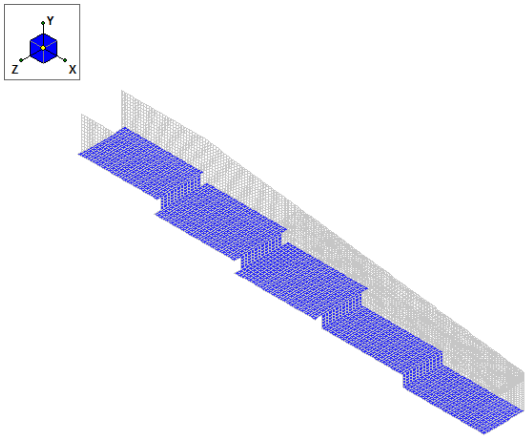


Figura 138 – Elementos Ri (e=30cm) (radier)

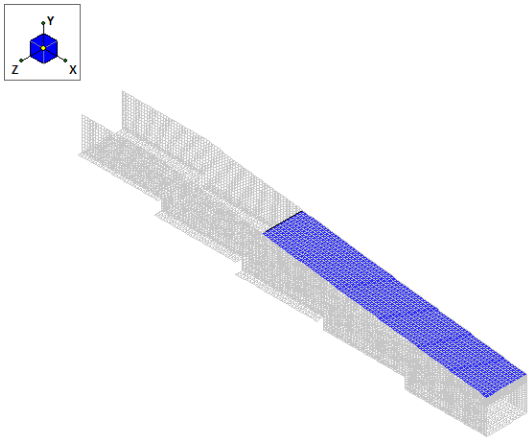


Figura 139 – Elementos Ls (e=20cm) (losa)

Tabla 27 – Esfuerzos máximos combinaciones mayoradas

Elem.	Cara	$M_{ux,\,max}$ (ton·m/m)	Comb.	$M_{uy,\,max}$ (ton·m/m)	Comb.	$\lvert V_{ux,\,max}\rvert$ (ton/m)	Comb.	$\lvert V_{uy,\,max}\rvert$ (ton/m)	Comb.
M1	Int.	-2.5	U4.2	-1.665	U4.2	-22.43	U4.1	9.59	U4.3
	Ext.	6.871	U4.1	3.609	U4.1				
M2	Int.	-2.699	U4.2	-1.506	U4.2	24.71	U4.1	-22.75	U4.1
	Ext.	6.259	U4.1	3.057	U4.1				
M3	Int.	-3.902	U4.2	-3.378	U4.2	29.17	U4.3	23.81	U4.1
	Ext.	7.564	U4.3	7.382	U4.3				
M4	Int.	-2.306	U4.1	-1.374	U4.2	-25.40	U4.1	-19.68	U4.1
	Ext.	4.934	U4.1	2.899	U4.1				
M5	Int.	-2.818	U4.1	-1.465	U4.2	-19.40	U4.1	-24.47	U4.1
	Ext.	5.873	U4.1	2.445	U4.1				
Ri	Int.	-4.588	U3.1	-1.203	U4.3	-26.30	U4.1	9.69	U4.3
	Ext.	6.468	U4.1	1.95	U3.1				
Ls	Int.	-2.902	U3.2	-0.956	U3.2	-10.67	U3.2	6.78	U3.2
	Ext.	4.092	U4.1	1.142	U3.2				

Tabla 28 – Solicitaciones máximas de momento, combinaciones de servicio

Elem.	Cara	$M_{sx,\,max}$ (ton·m/m)	Comb.	$M_{sy,\,max}$ (ton·m/m)	Comb.
M1	Int.	-0.867	C2	-0.668	C2
	Ext.	2.585	C1.2	1.296	C1.2
M2	Int.	-1.227	C2	-0.617	C2
	Ext.	2.486	C3.2	1.089	C1.2
M3	Int.	-0.761	C1.2	-1.105	C2
	Ext.	2.248	C3.2	2.404	C1.2
M4	Int.	-1.114	C1.2	-0.644	C2
	Ext.	2.836	C3.2	1.051	C1.2
M5	Int.	-1.379	C1.2	-0.794	C2
	Ext.	3.757	C3.2	0.837	C1.2
Ri	Int.	-3.643	C3.1	-0.813	C3.1
	Ext.	3.082	C3.2	1.555	C3.1
Ls	Int.	-2.167	C3.2	-0.704	C3.2
	Ext.	2.84	C3.2	0.829	C3.2

(No se incluye en el análisis las combinaciones sísmicas, pues análisis de fisuración es relevante solamente se hace para condiciones permanentes o semi permanentes)

En los cuadros anteriores se tiene:

M_x = momentos en sentido transversal al eje de la obra

M_y = momentos en sentido longitudinal, paralelo al eje de la obra

V_x = corte asociado al momento en sentido transversal al eje de la obra

V_y = corte asociado al momento en sentido longitudinal, paralelo al eje de la obra

Ls = losa superior

Ri = Radier inferior

10.8 VERIFICACIONES DEL CORTE

Se tiene la siguiente resistencia al corte, proporcionada por el hormigón:

e = 20 cm → $\phi \cdot V_c = 0.75 \cdot 0.53 \cdot f'_c{}^{0.5} \cdot 100 \cdot (20-5) / 1000 = 9.42$ ton/m

e = 30 cm → $\phi \cdot V_c = 0.75 \cdot 0.53 \cdot f'_c{}^{0.5} \cdot 100 \cdot (30-5) / 1000 = 15.71$ ton/m

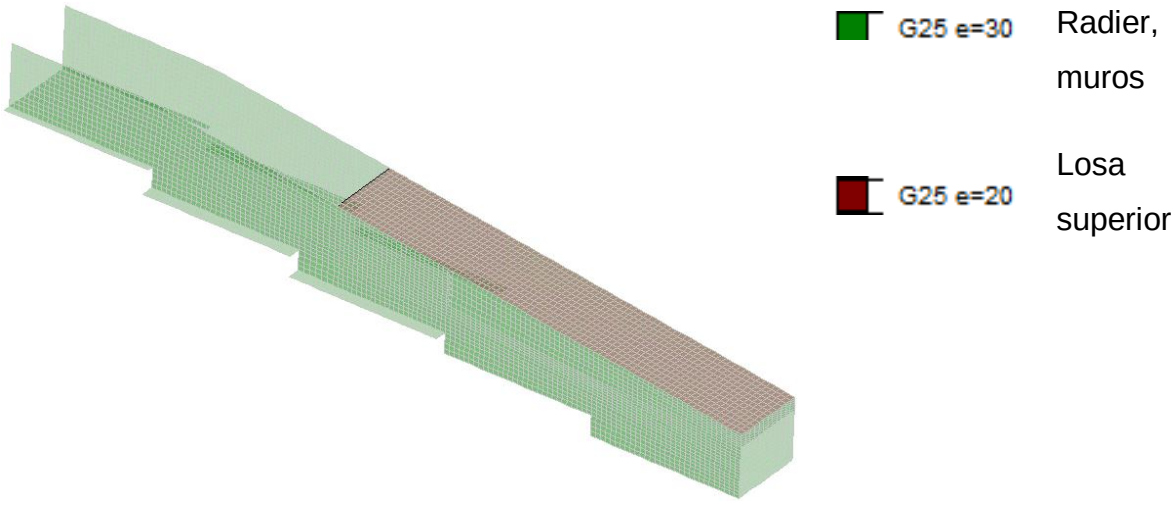


Figura 140 – Distribución de espesores en el modelo (cm)

Las figuras siguientes muestran las solicitaciones de corte obtenidas del modelo para las combinaciones que controlan en diseño.

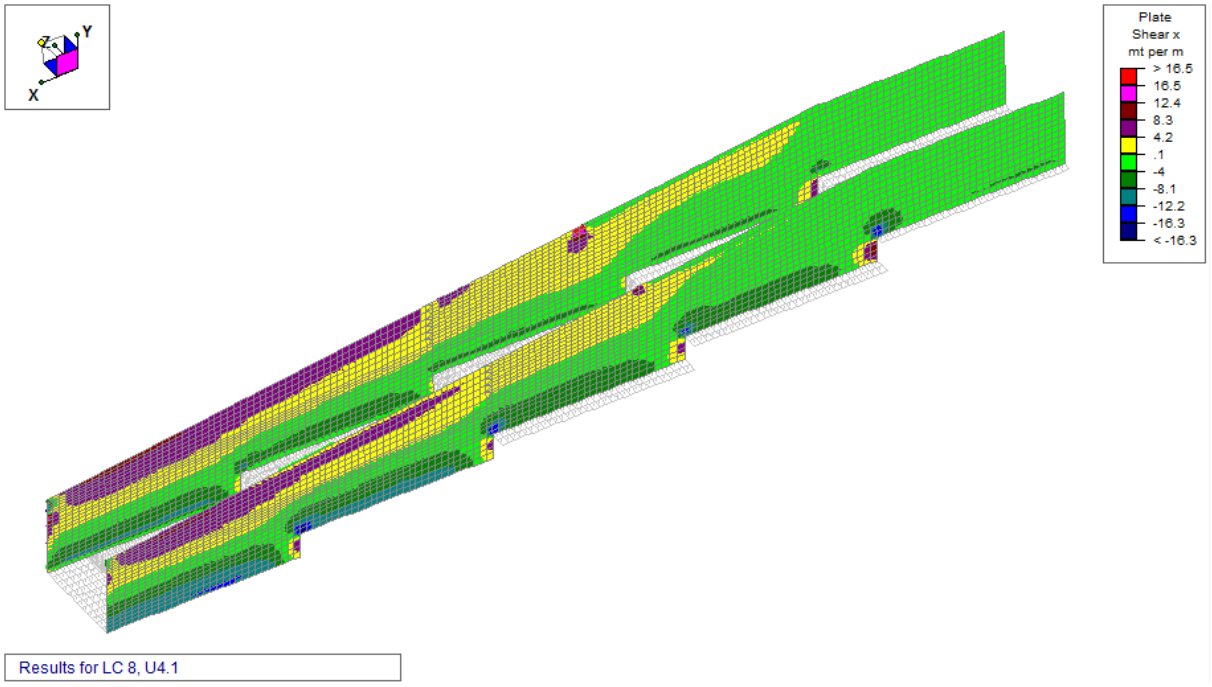


Figura 141 - Esfuerzo de corte en muros asociado a momento transversal, combinación U4.1

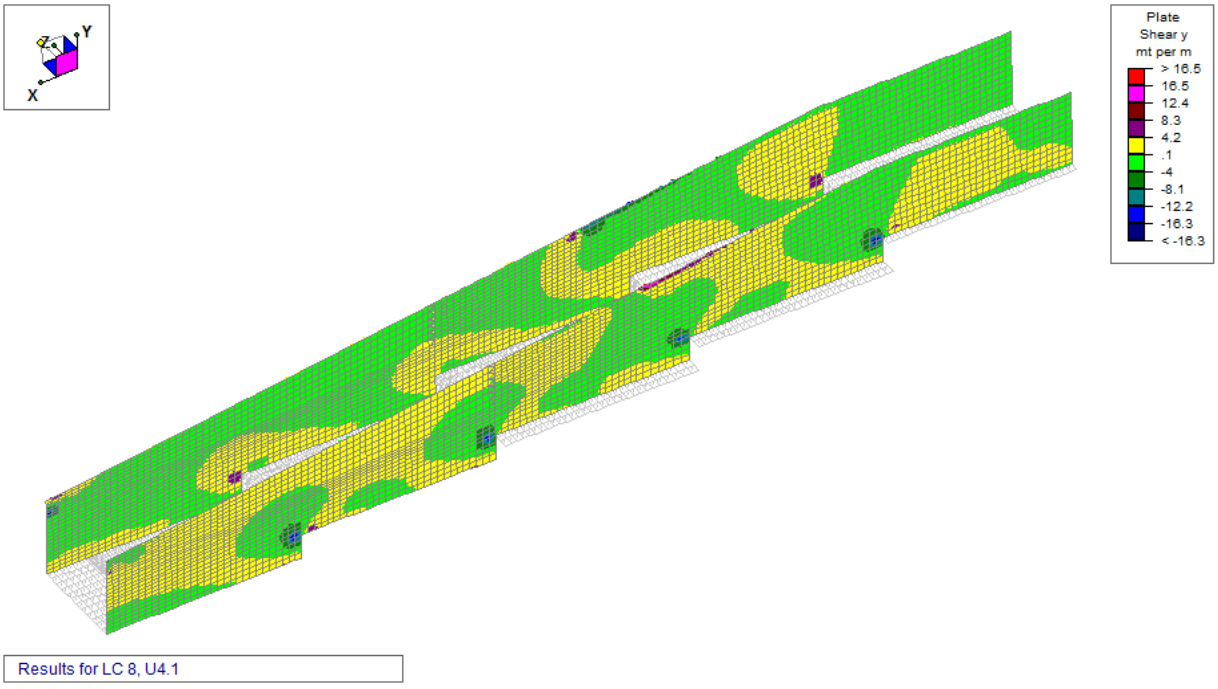


Figura 142 - Esfuerzo de corte en muros asociado a momento longitudinal, combinación U4.1

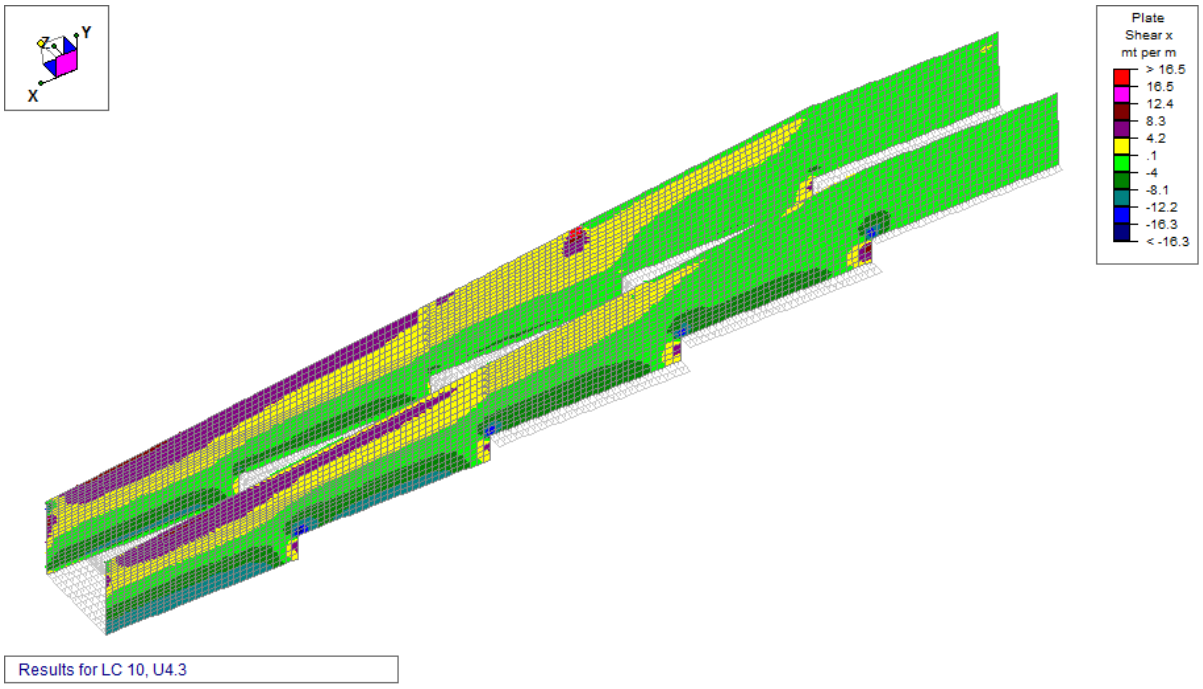


Figura 143 - Esfuerzo de corte en muros asociado a momento transversal, combinación U4.3

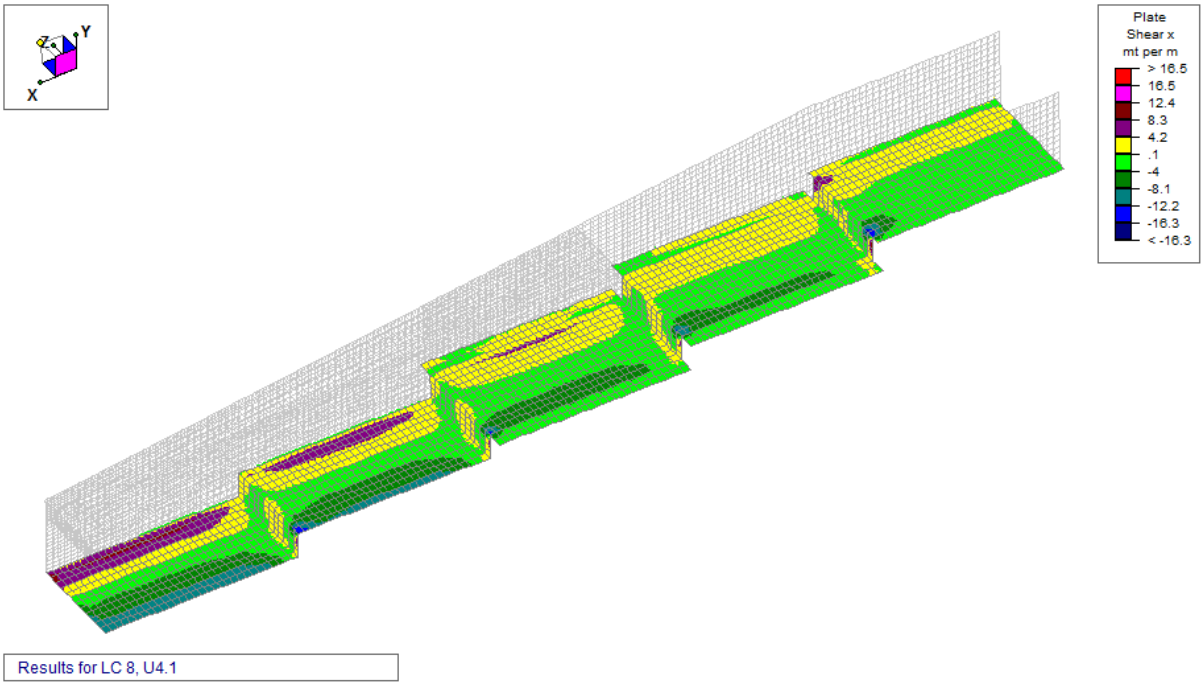


Figura 144 - Esfuerzo de corte en radier asociado a momento transversal, combinación U4.1

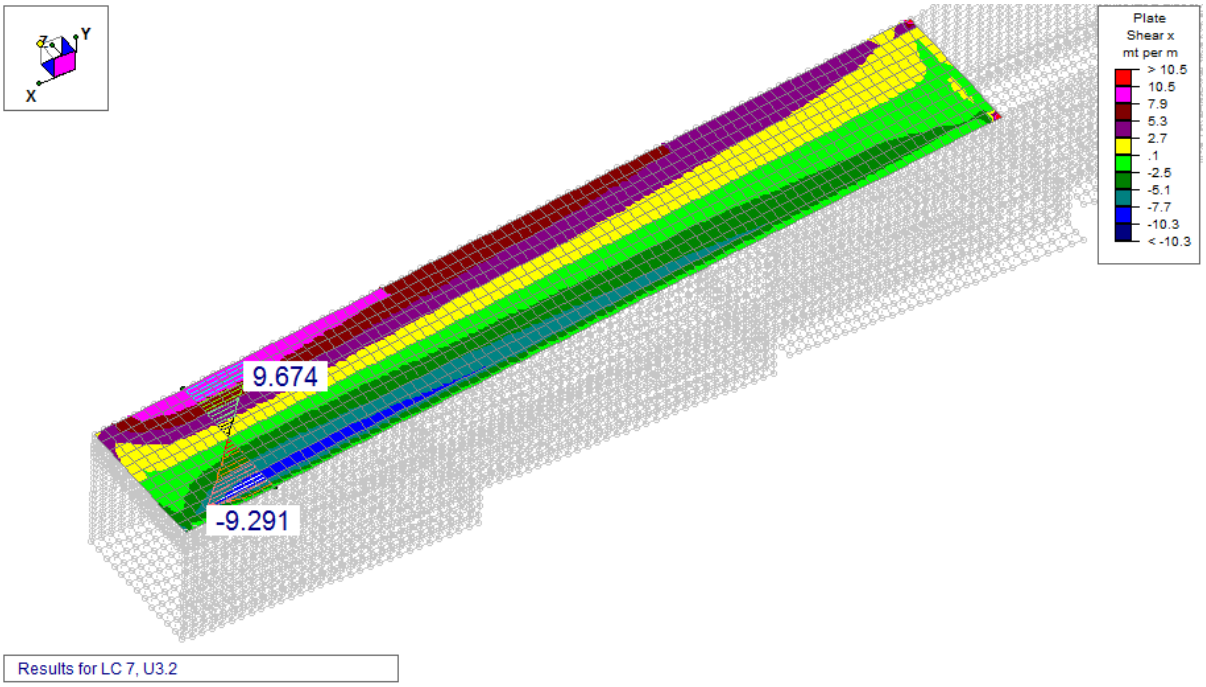


Figura 145 - Esfuerzo de corte en losa asociado a momento transversal, combinación U3.2

Como se observa en las figuras anteriores, los muros presentan concentraciones de corte que exceden, en forma local, el corte resistido puramente por el hormigón, en la zona de los escalones. Se refuerzan estas zonas, de acuerdo con:

V_u = 29.17 ton/m

$V_{s,\,req}$ = (29.17 – 15.71) / 0.75 = 17.95 ton/m

$A_{v,\,req} = V_{s,\,req} \cdot s / (fy \cdot d) = 17.95 \cdot 10 / (4.2 \cdot 25) = 1.71$ cm^2/m

→ Se disponen estribos ϕ8a10, con lo que se obtiene 10 barras ϕ8 / m (5.02 cm^2/m) en sentido perpendicular al plano del muro cada 10 cm medidos en sentido vertical. Esta armadura se dispone en los alrededores de las zonas más solicitadas por corte.

La figura siguiente muestra en forma esquemática la distribución de refuerzos de corte en los muros.

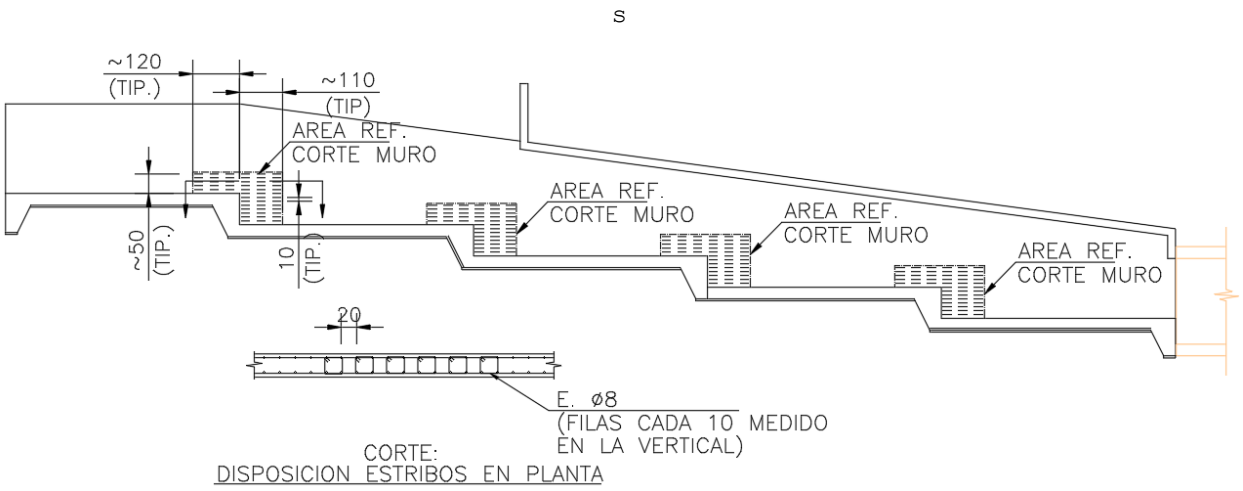


Figura 146 – Esquema distribución refuerzo de corte en muros

En lo que se refiere al radier, las zonas en las que se excede localmente el corte resistido puramente por el hormigón corresponden a las zonas de los escalones, que disponen de un espesor mayor que el considerado en el análisis, por lo que no se requiere mayor análisis ni refuerzo (e = 42 a 76 cm → $\phi \cdot V_c \geq 23.3$ ton/m)
Por último, la losa superior excede localmente el corte resistido por el hormigón en el borde del muro. Tomando el corte a distancia "d" del borde, de acuerdo a lo indicado en código ACI, se obtiene $V_{u,\,max} = 8.60$ ton/m < $\phi \cdot V_c$ → OK.

Por lo anteriormente expuesto, solamente se requiere reforzar al corte los muros, de acuerdo a lo mostrado en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**.

Los cuadros siguientes muestran las armaduras determinadas para las solicitaciones de flexión en muros, radier y losa.

Tabla 29 - Armaduras transversales (losa, radier) / verticales (muros)

Elem.	Cara	e (cm)	$M_{u,\ diseño}$ (ton·m/m)	$A_{s,\ min}$ (cm2/m)	$A_{s,\ calculo}$ (cm2/m)	$A_{s,\ req.}$ (cm2/m)	Armadura dispuesta		
							Fe.	cm2/m	
M1	Int.	30	-2.50	8.33	2.67	3.77	Ø12a15	7.54	
	Ext.	30	6.87	8.33	7.49	8.33	Ø12a15+s.Ø8a15	10.89	(1)
M2	Int.	30	-2.70	8.33	2.89	3.85	Ø12a15	7.54	
	Ext.	30	6.26	8.33	6.81	8.33	Ø12a15+s.Ø8a15	10.89	(1)
M3	Int.	30	-3.90	8.33	4.2	5.60	Ø12a15	7.54	
	Ext.	30	7.56	8.33	8.27	8.33	Ø12a15+s.Ø8a15	10.89	(2A)
M4	Int.	30	-2.31	8.33	2.46	3.77	Ø12a15	7.54	
	Ext.	30	4.93	8.33	5.33	7.11	Ø12a15+s.Ø8a15	10.89	(5)
M5	Int.	30	-2.82	8.33	3.02	4.03	Ø12a15	7.54	
	Ext.	30	5.87	8.33	6.38	8.33	Ø12a15+s.Ø8a15	10.89	(2)
Ri	Superior	30	-4.59	8.33	4.95	6.60	Ø12a15+s.Ø8a15	10.89	(3)
	Inferior	30	6.47	8.33	7.04	8.33	Ø12a15+s.Ø8a15	10.89	(4)
Ls	Inferior	20	-2.90	5.00	5.3	5.30	Ø10a15+s.Ø8a15	8.59	(4)
	Superior	20	4.09	5.00	7.6	7.60	Ø12a15+s.Ø10a15	12.78	(3)

(1) Extremo inferior del muro, cara exterior.

(2) Extremo inferior del muro, cara exterior y extremo superior del muro, encuentro con la losa.

(2A) Extremo inferior del muro, cara exterior y extremo superior del muro, encuentro con la losa. Extremo superior del muro únicamente en la zona más baja del tramo asociado a M3.

(3) Extremo, encuentro con muros, controlado por fisuracion.

(4) Vano

(5) Extremo inferior del muro, cara exterior y extremo superior del muro, encuentro con la losa. Controlado por fisuración

Tabla 30 - Armaduras longitudinales

Elem.	Cara	e (cm)	$M_{u,\ diseño}$ (ton·m/m)	$A_{s,\ min}$ (cm2/m)	$A_{s,\ calculo}$ (cm2/m)	$A_{s,\ req.}$ (cm2/m)	Armadura dispuesta		
							Fe.	cm2/m	
M1	Int.	30	-1.67	8.33	1.77	3.77	Ø12a15	7.54	
	Ext.	30	3.61	8.33	3.88	5.17	Ø12a15	7.54	
M2	Int.	30	-1.51	8.33	1.6	3.77	Ø12a15	7.54	
	Ext.	30	3.06	8.33	3.28	4.37	Ø12a15	7.54	
M3	Int.	30	-3.38	8.33	3.63	4.84	Ø12a15	7.54	
	Ext.	30	7.38	8.33	8.07	8.33	Ø12a15+s.Ø8a15	10.89	(*)
M4	Int.	30	-1.37	8.33	1.46	3.77	Ø12a15	7.54	
	Ext.	30	2.90	8.33	3.11	4.15	Ø12a15	7.54	
M5	Int.	30	-1.47	8.33	1.56	3.77	Ø12a15	7.54	
	Ext.	30	2.45	8.33	2.61	3.77	Ø12a15	7.54	
Ri	Int.	30	-1.20	8.33	1.28	3.77	Ø12a15	7.54	
	Ext.	30	1.95	8.33	2.08	3.77	Ø12a15	7.54	
Ls	Int.	20	-0.96	5.00	1.71	2.62	Ø10a15	5.24	
	Ext.	20	1.14	5.00	2.04	2.72	Ø10a15	5.24	

(*) Sector de inicio de la losa superior, suples en el metro superior del muro en ambas caras.

Para los cálculos se consideró lo siguiente:

f'c =	250	kg/cm2
fy =	4200	kg/cm2
Rec. =	5	cm

Armaduras mínimas por Retracción y Temperatura (en cada cara)

$A_{s,\ min,\ RyT}$ =	2.62	cm2/m (e=20 cm)
$A_{s,\ min,\ RyT}$ =	3.77	cm2/m (e=30 cm)

10.9 ANÁLISIS DE FISURACIÓN PARA CONDICIONES DE SERVICIO

Se verifica la fisuración de acuerdo con la teoría indicada en ACI 318-95, para las secciones analizadas para las condiciones de servicio, considerando la máxima solicitación de momento.

Tabla 31 - Fisuración "w" en condición de servicio – análisis transversal

Elem.	Cara / dir	M_s (ton·m/m)	e (cm)	Armadura disp.		s (cm)	fs (t/cm2)	Z (ton/cm)	w (mm)
				Fe.	cm2/m				
M1	Int. / x	-0.867	30	Ø12a15	7.54	15	0.529	5.18	0.07
	Ext. / x	2.585	30	Ø12a15+s. Ø8a15	10.89	7.5	1.092	8.49	0.11
M2	Int. / x	-1.227	30	Ø12a15	7.54	15	0.749	7.34	0.10
	Ext. / x	2.486	30	Ø12a15+s. Ø8a15	10.89	7.5	1.05	8.17	0.11
M3	Int. / x	-0.761	30	Ø12a15	7.54	15	0.464	4.55	0.06
	Ext. / x	2.248	30	Ø12a15+s. Ø8a15	10.89	7.5	0.95	7.39	0.10
M4	Int. / x	-1.114	30	Ø12a15	7.54	15	0.68	6.66	0.09
	Ext. / x	2.836	30	Ø12a15+s. Ø8a15	10.89	7.5	1.198	9.32	0.12
M5	Int. / x	-1.379	30	Ø12a15	7.54	15	0.841	8.24	0.11
	Ext. / x	3.757	30	Ø12a15+s. Ø8a15	10.89	7.5	1.587	12.34	0.16
Ri	Int. / x	-3.643	30	Ø12a15+s. Ø8a15	10.89	7.5	1.539	11.97	0.16
	Ext. / x	3.082	30	Ø12a15+s. Ø8a15	10.89	7.5	1.302	10.13	0.13
Ls	Int. / x	-2.167	20	Ø10a15+s. Ø8a15	8.59	7.5	1.934	14.86	0.19
	Ext. / x	2.84	20	Ø12a15+s. Ø10a15	12.78	7.5	1.704	13.25	0.17

Tabla 32 - Fisuración "w" en condición de servicio – análisis longitudinal

Elem.	Cara / dir	M_s (ton·m/m)	e (cm)	Armadura disp.		s (cm)	fs (t/cm2)	Z (ton/cm)	w (mm)
				Fe.	cm2/m				
M1	Int. / y	-0.668	30	Ø12a15	7.54	15	0.408	4	0.05
	Ext. / y	1.296	30	Ø12a15	7.54	15	0.791	7.75	0.10
M2	Int. / y	-0.617	30	Ø12a15	7.54	15	0.376	3.68	0.05
	Ext. / y	1.089	30	Ø12a15	7.54	15	0.664	6.51	0.08
M3	Int. / y	-1.105	30	Ø12a15	7.54	15	0.674	6.6	0.09
	Ext. / y	2.404	30	Ø12a15+s. Ø8a15	10.89	7.5	1.015	7.89	0.10
M4	Int. / y	-0.644	30	Ø12a15	7.54	15	0.393	3.85	0.05
	Ext. / y	1.051	30	Ø12a15	7.54	15	0.641	6.28	0.08
M5	Int. / y	-0.794	30	Ø12a15	7.54	15	0.484	4.74	0.06
	Ext. / y	0.837	30	Ø12a15	7.54	15	0.511	5.01	0.07
Ri	Int. / y	-0.813	30	Ø12a15	7.54	15	0.496	4.86	0.06
	Ext. / y	1.555	30	Ø12a15	7.54	15	0.949	9.3	0.12
Ls	Int. / y	-0.704	20	Ø10a15	5.24	15	1.03	9.97	0.13
	Ext. / y	0.829	20	Ø10a15	5.24	15	1.213	11.74	0.15

($w_{máx, adm}$ = 0,2mm)

El diseño cumple con la fisuración para todas las secciones.

Las figuras siguientes muestran en forma esquemática las armaduras proyectadas.

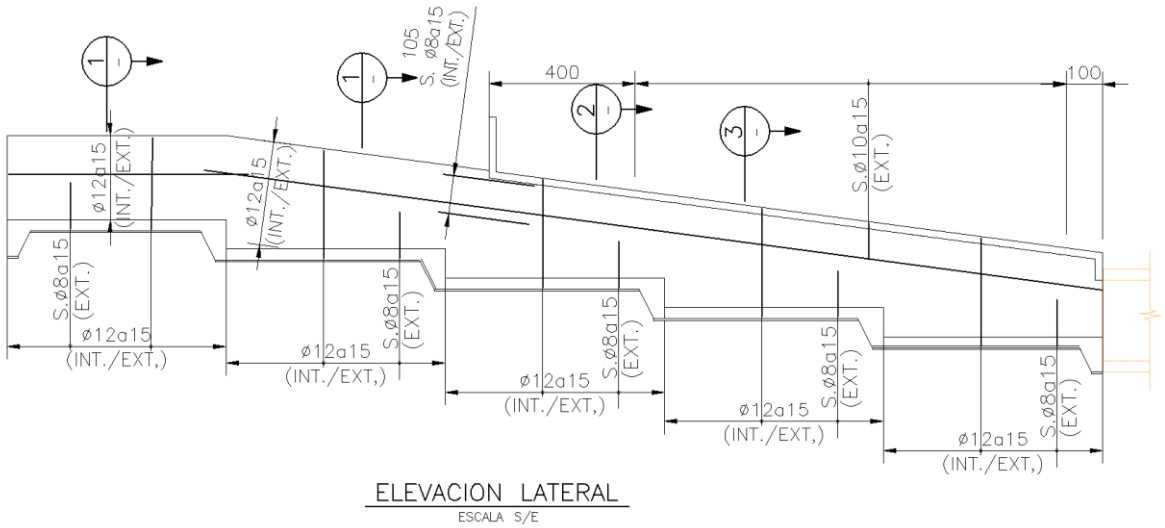


Figura 147 – Esquema armaduras en muros laterales

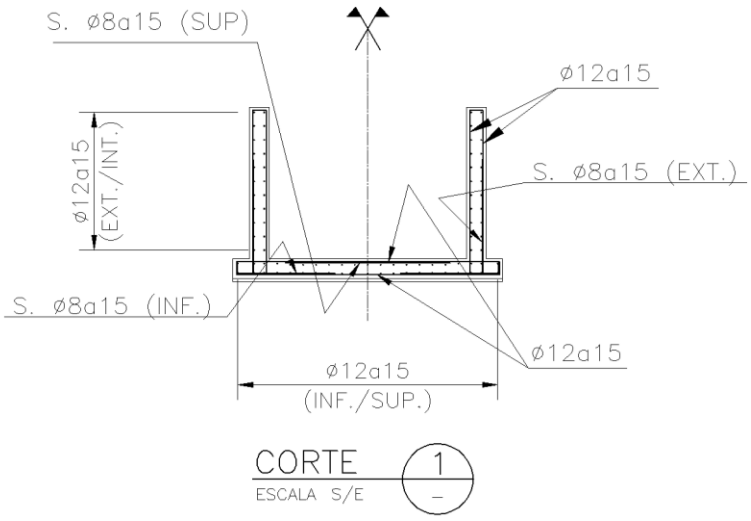


Figura 148 – Corte 1: Armaduras tramo inicial, aguas arriba del inicio de la losa

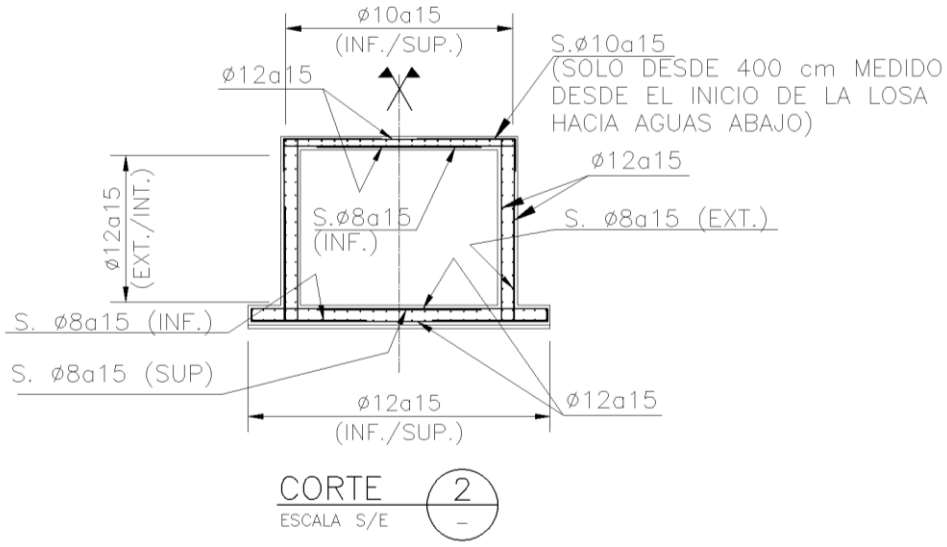


Figura 149 – Corte 2: Armaduras tramo intermedio, zona con losa hasta final de zarpa

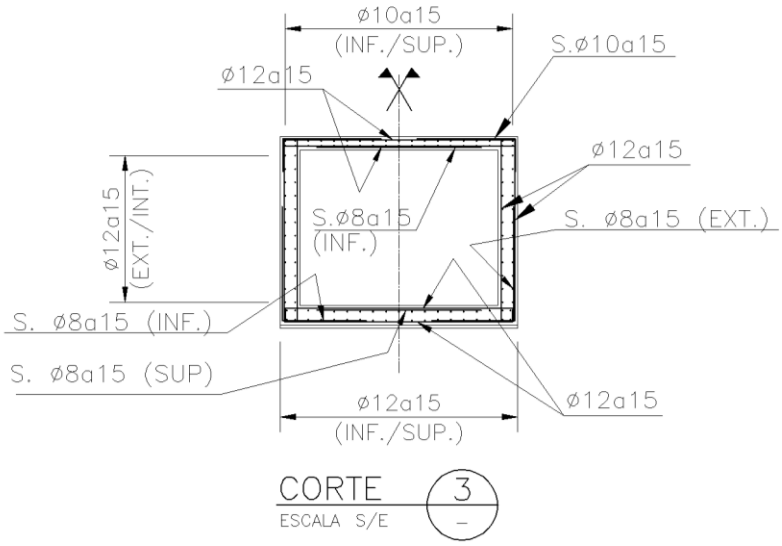


Figura 150 – Corte 3: Armaduras tramo final, zona con losa desde fin de zarpa hasta fin de la obra de entrada

10.10 ANÁLISIS DE PRESIONES DE CONTACTO EN EL SUELO PARA CONDICIONES DE SERVICIO

Para el cálculo de las presiones en el suelo de fundación se obtuvieron las reacciones en la base para las combinaciones de servicio C1.1 a C4.3.

Por medio de una planilla Excel que calcula el área tributaria de cada nodo, se logra convertir la fuerza de reacción vertical en presión, obteniéndose el valor máximo y verificando su relación con la presión admisible del suelo de fundación. De este modo la máxima presión es de 0.64 kg/cm^2 para la combinación estática C2 y 0.78 kg/cm^2 para la combinación sísmica C4.2 (sismo actuando sobre estructura y agua interior).

Tabla 33 - Máximas presiones estática y sísmica en suelo de fundación

Condición	Presión de contacto máxima (kg/cm^2)	Combinación asociada
Estática	0.64	C2
Sísmica	0.78	C4.2

Se cumple con las tensiones máximas recomendadas por informe de suelos. En las figuras siguientes se puede ver esquemáticamente las reacciones en el modelo para las condiciones que presentan las máximas reacciones verticales.

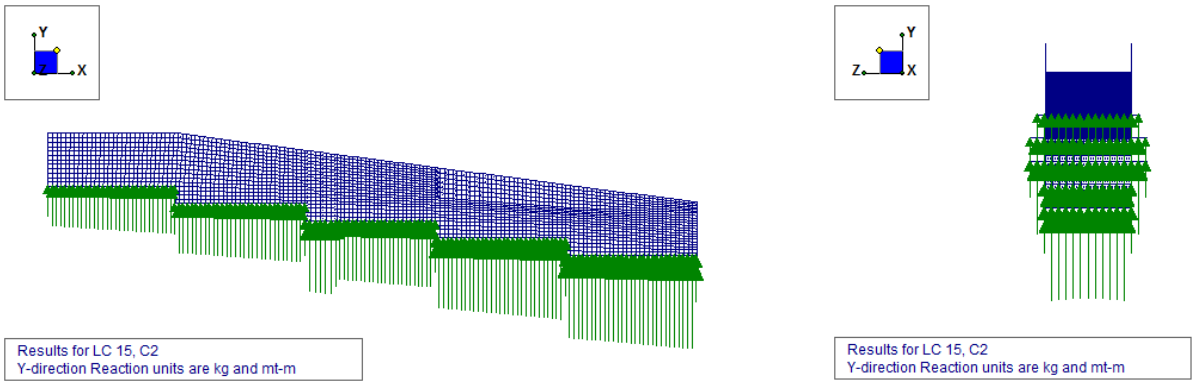


Figura 151 – Diagramas de reacciones para condición estática (combinación C2)

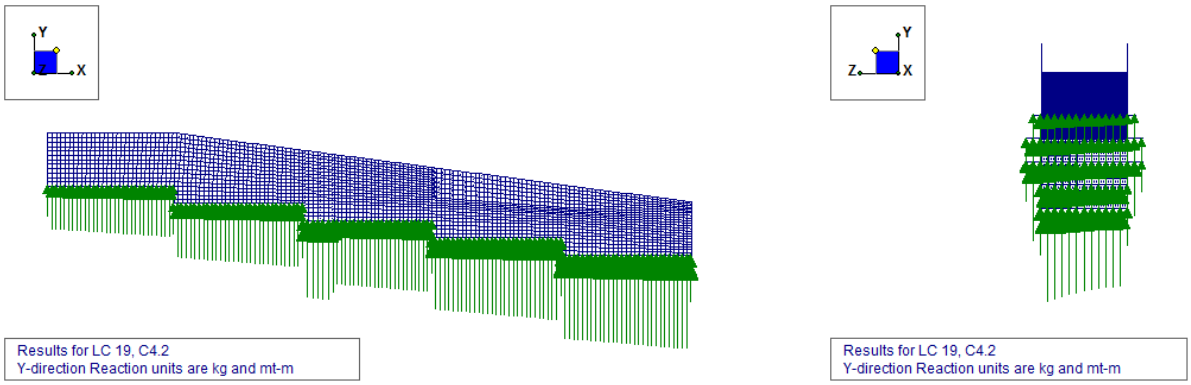


Figura 152 – Diagramas de reacciones para condición sísmica (combinación C4.2)

11 OBRA DE SALIDA

11.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

La obra de salida consta de una sección rectangular de 3.00 m de ancho y 2.2 m de altura, ambas dimensiones interiores, que corresponde al tramo final de la zona abovedada del canal. Esta sección culmina en km 1+800 aproximadamente, donde descarga en canal trapecial de ancho variable y taludes de pendiente 1:2 (H:V), abierto excavado en suelo con protección de enrocado. Para contener el relleno en torno a la zona abovedada en la zona de cambio de sección, se dispone de muros alas a ambos lados de la sección de hormigón. Se considera un relleno sobre el canal de acuerdo a la información topográfica, correspondiente a la menor altura de los laterales del canal actualmente existente, que implica un relleno de aproximadamente 60 cm sobre la losa.

La figura siguiente muestra las formas y dimensiones hidráulicas (interiores) de la obra de salida del canal en su sección abovedada.

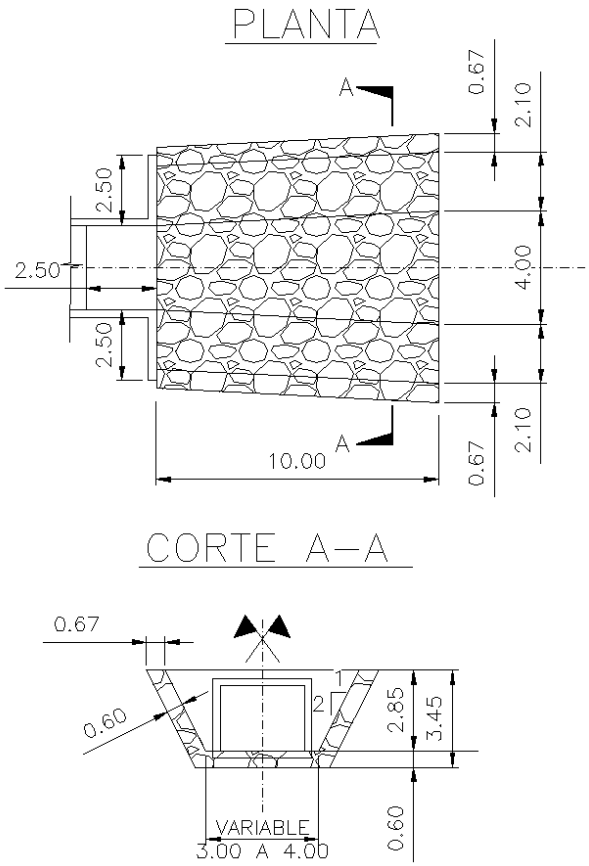


Figura 153 - Formas Obra de Salida

Para el diseño se cuenta con los siguientes antecedentes:

- Planos hidráulicos (formas) de las obras de entrada y salida del canal.
- Planos de planta y perfil hidráulico.
- Informe Referencial de Mecánica de Suelos (R&V Ingenieros, abril 2020)

11.2 BASE DE CÁLCULO

Cargas	Peso específico normal suelo relleno:	2.0 ton/m^3
Materiales	Hormigón estructural:	G25
	Hormigón emplantillado:	G5
	γh (peso específico hormigón):	2.5 ton/m^3
	Acero refuerzo (f_y=4200 kg/cm^2):	A630-420H
Datos del suelo	σ_{est} =	4.0 kg/cm^2
	σ_{sis} =	6.0 kg/cm^2
	k_{30} =	5.0 kg/cm^3
	ϕr (ángulo fricción)* =	40°
	Ko (constante de empuje en reposo)* =	0.36

*estos parámetros son típicos para un relleno granular de suelo junto a las paredes laterales de las obras. Los empujes laterales se tomaron en condición de reposo.

Datos sísmicos	Zona sísmica =	2
	Ao/g=	0.3
	Coef. Sís.máx.=	0.2
	C_R (coeficiente para empuje sísmico)* =	0.5

*se considera como empuje sísmico la recomendación de la NCh433.2009, al aplicar la siguiente carga uniforme en toda la altura, considera que los muros de canales y muros ala son indeformables al disponer de losa y/o ser de altura relativamente baja y presentan una alta rigidez a la deformación lateral.

$$\sigma_s = 0{,}3*C_R*\gamma*h*Ao/g$$

Consideraciones especiales

- Para la obtención de esfuerzos se modeló la estructura con elementos finitos bidimensionales (placas) en programa RISA3D.
- Respecto al análisis de estabilidad, se entrega análisis de verificación de flotación para la obra y estabilidad al deslizamiento longitudinal, en tanto el análisis de presiones de contacto con el suelo de fundación se obtienen del mismo modelo aplicando las combinaciones de carga indicadas en ítem 4.
- No se realizan análisis de deslizamiento transversal ni volcamiento por la condición de enterramiento que hace imposible ambos fenómenos.
- La presión lateral del suelo sobre los muros se aplica en condición de empuje en reposo.
- Por seguridad de la obra se considera el caso en que la obra pueda estar con agua en el interior y sin considerar empuje de terreno (no existe certeza que se desarrolle por completo) y una segunda condición en la que se desarrolla el empuje y no existe agua en el interior de la obra que apoye los muros.
- Las armaduras mínimas (repartición) por criterio de retracción de fraguado y temperatura según norma británica BS 8007.
- Pese a que no hay información de napa en la zona, se considera igualmente y como criterio de seguridad, que el suelo colindante que empuja a la obra podría estar eventualmente inundado y produciendo empuje hidrostático desde el suelo a las paredes de la estructura.

Condición de napa freática se asume como inducida por la operación del mismo canal. Las consideraciones para determinar la altura de napa se detalla en el apartado de estados de carga, más adelante.

Normas y criterios utilizados

- Cálculo de armaduras por método LRFD (cargas mayoradas y reducción de resistencia) indicado en código ACI 318-05.
- Verificación de armadura mínima por retracción y temperatura de acuerdo con norma británica BS8007.

11.3 MODELO DE ANÁLISIS

Se modela la obra de entrada en el programa de análisis RISA3D, utilizando elementos finitos del tipo “placa” o “shell”. Las placas utilizadas son, en general, del tipo rectangular de aproximadamente 20x25cm. Las dimensiones interiores son las definidas por proyecto hidráulico y el objetivo de la presente memoria es definir los espesores y armaduras necesarias para cumplir con los requisitos de resistencia y servicio.

Para la vinculación de la estructura con el suelo de fundación se considera lo siguiente:

- La obra se apoya verticalmente sobre resortes de compresión con constante de balasto 5.0 kg/cm^3. El programa permite ingresar este valor asignado al balasto y lo convierte en un resorte traslacional (kg/cm) multiplicando la constante de balasto por el área tributaria del nodo respectivo.
- Se definen los “resortes” que representan al suelo como elementos que solamente toman compresiones (tal como el suelo), vale decir, no toman carga en el caso que exista levantamiento.

- Horizontalmente se modela la interacción del roce en la base de la obra como resortes horizontales en ambas direcciones, con una rigidez equivalente a la mitad de la rigidez de los resortes verticales.

11.4 CASOS Y COMBINACIONES DE CARGAS

Se detalla a continuación los casos de carga que son considerados en el análisis de las obras:

BLC1 : peso propio de la obra
BCL2 : peso del relleno sobre la losa
BLC3 : empuje exterior estático de relleno, sobre sección canal
BCL4 : empuje exterior estático de relleno, sobre muros ala
BLC5 : agua exterior (en el suelo, napa. Se considera como condición normal)
BLC6 : agua interior normal
BLC7 : Sismo actuando sobre la estructura, sentido transversal al canal
BLC8 : Sismo actuando sobre la estructura, sentido paralelo al eje del canal
BLC9 : Empuje sísmico del suelo, sentido transversal al canal
BCL10: Empuje sísmico del suelo, sentido paralelo al eje del canal
BLC11 : empuje sísmico del agua, sentido transversal al eje del canal
BLC12 a BLC 15: carga de tránsito superior

A continuación se detallan las consideraciones de carga y se muestran gráficamente estas condiciones de cargas aplicadas sobre el modelo.

<u>BLC1, Peso propio</u>

El programa permite incorporar el peso propio de la estructura aplicando el factor “-1” en la dirección global “Y” que corresponde al eje vertical.

<u>BCL2. Peso del relleno sobre la losa</u>

El peso del relleno sobre la losa se representa como cargas aplicadas sobre cada elemento que la modela, determinadas de acuerdo a la altura de relleno sobre la losa (0.60m), considerando el peso específico húmedo $\gamma_{húm}$ = 2.0 ton/m^3 para todo el relleno (se considera que la napa freática se encuentra bajo el nivel de la losa, según se detalla más adelante).

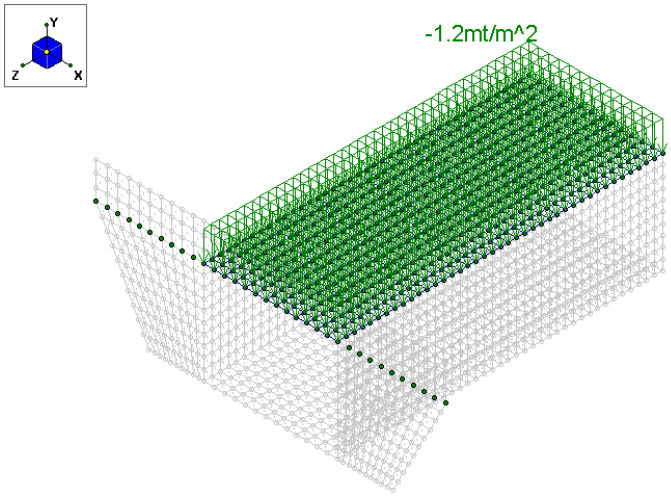


Figura 154 – BLC2 - Peso de relleno sobre la losa

BCL3. Empuje exterior estático, sobre sección canal

El empuje estático del relleno sobre los muros del canal se representa como cargas aplicadas sobre cada elemento que modela al muro, determinadas de acuerdo con la profundidad del relleno sobre el centro de gravedad de la placa y la profundidad bajo la napa, cuando corresponda. El peso unitario saturado del relleno corresponde al indicado en el punto anterior y condición de empuje en reposo con Ko=0,36 para ϕ=40°. La posición de la napa freática se considera de acuerdo a lo indicado más adelante. Para la porción sumergida del relleno se considera el peso unitario boyante.

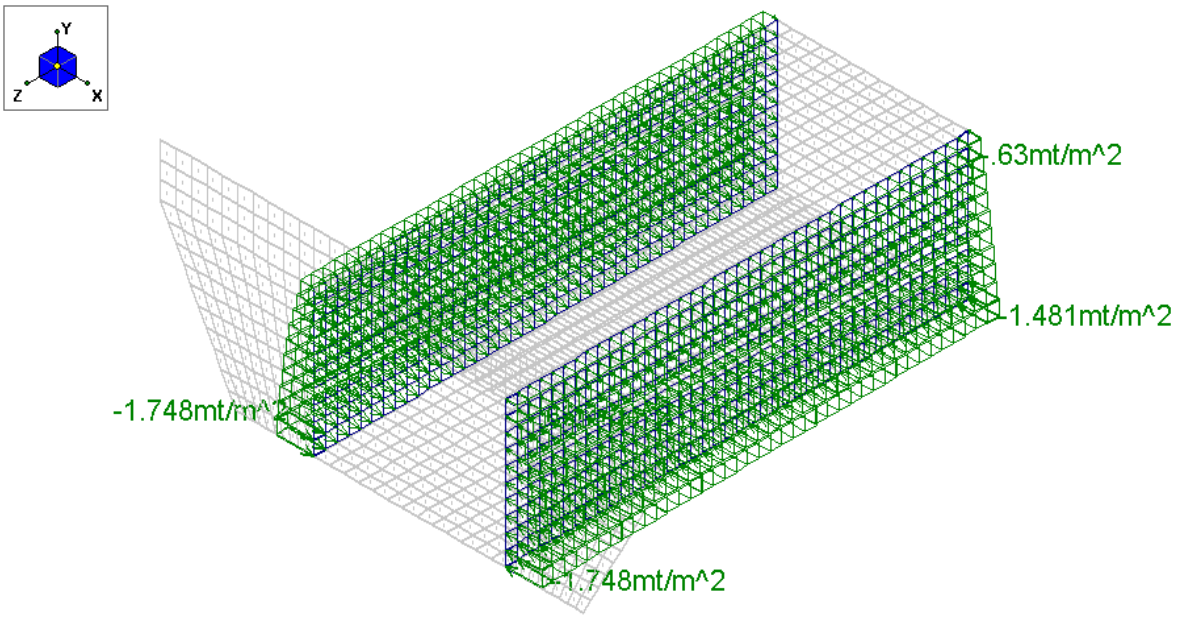


Figura 155 – BLC3 - Empuje exterior estático, sobre sección canal

BLC4 : Empuje exterior estático de relleno, sobre muros ala

El empuje estático sobre los muros ala se considera actuando desde la zona del canal hacia el canal trapecial. Se considera empuje en reposo, con las mismas condiciones indicadas para el estado de carga anterior, empuje en reposo sobre los muros del canal.

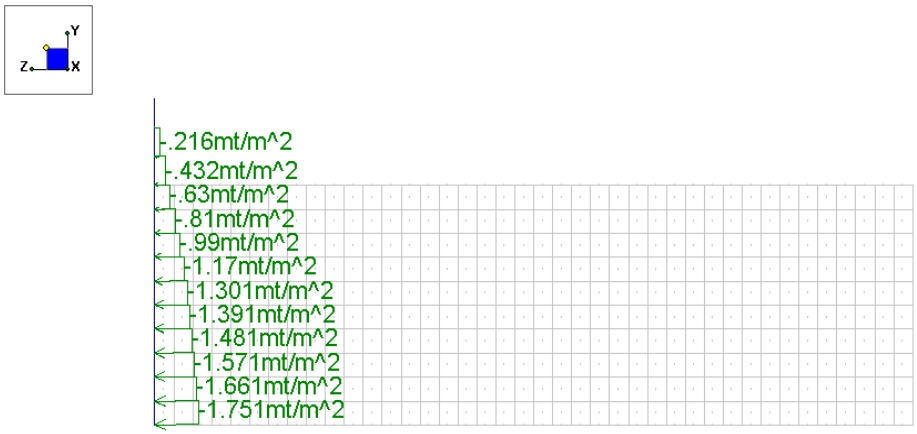


Figura 156 – BLC4 – Empuje exterior estático de relleno, sobre muros ala

BLC5 : agua exterior (en el suelo, napa)

Como se indicó anteriormente, pese a no se encuentra informada napa natural en el sector, se recurre a la sana costumbre (seguridad en el diseño) de considerar que el suelo puede saturarse e inundarse subterráneamente por diversas razones. En el caso particular de la obra analizada, se asume que existe la posibilidad que la operación del canal pueda inducir napa en los alrededores. Para el diseño se considera que existe una napa inducida de altura variable con su nivel superior a la altura del eje hidráulico en el inicio del módulo final, con altura igual al nivel del eje hidráulico a la salida del canal y linealmente variable entre ambas en la longitud de desarrollo del módulo.

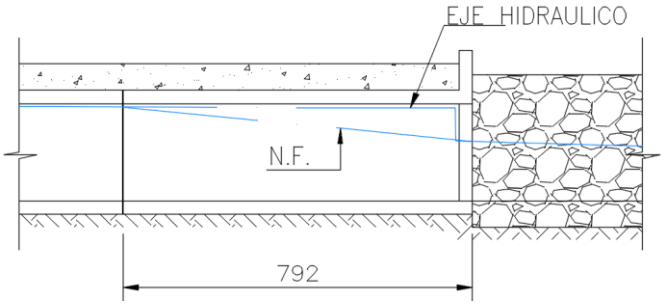


Figura 157 – BLC5 – Esquema Napa Freática inducida considerada en análisis

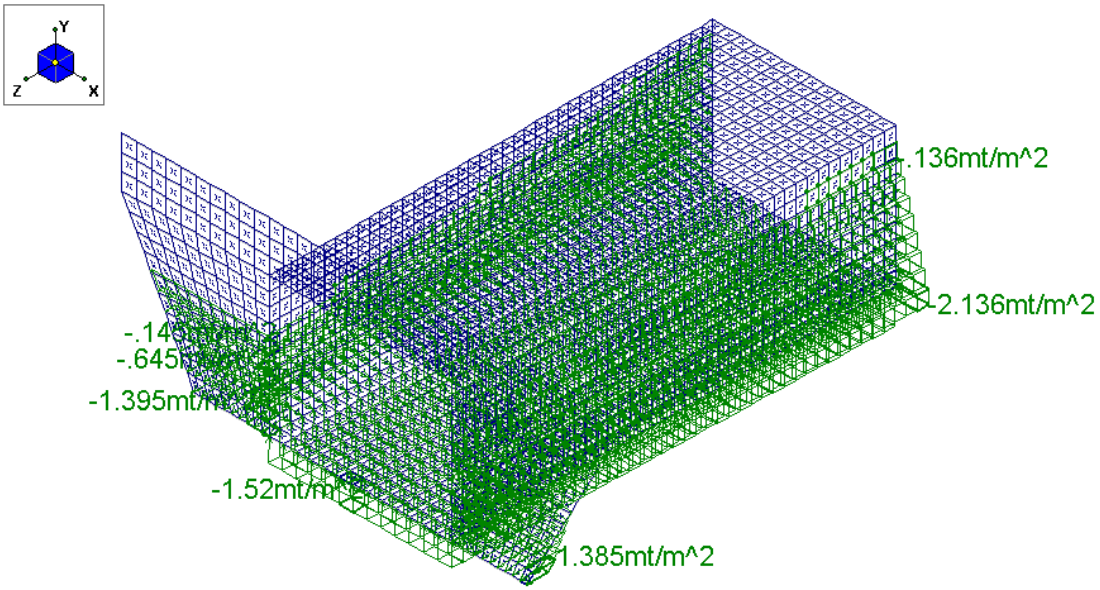


Figura 158 – BLC5 – Agua exterior (napa freática)

BLC6 : agua interior normal

Para la obra analizada, dado que se trata de una caída donde el flujo se acelerará, se considera una altura de agua normal de operación igual al 60% de la altura interior de la sección típica del canal. La presión aplicada sobre cada elemento del modelo depende de la profundidad respecto del nivel de escurrimiento libre, de 1.38m en cada "escalón".

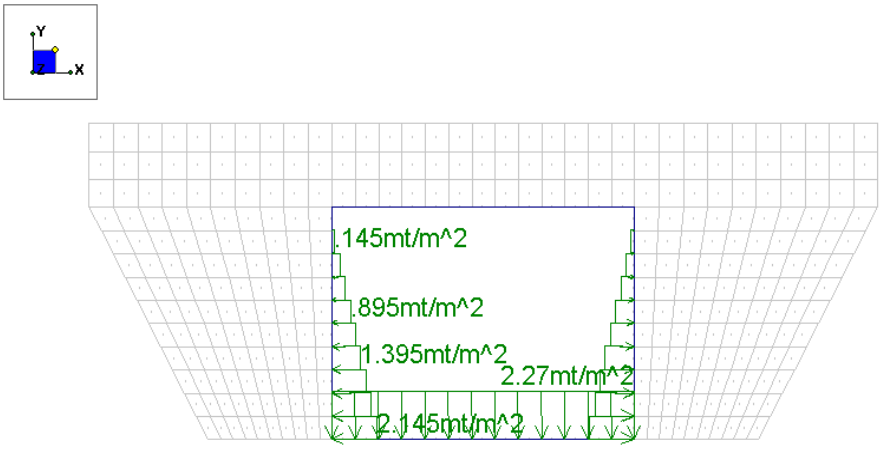


Figura 159 – BLC6– Agua interior en sección típica del canal (sección transversal)

BLC7, 8 : Sismo actuando sobre la estructura

En forma análoga a lo indicado para el peso propio de la estructura, se aplica el sismo actuando sobre el peso de la estructura como un multiplicador del peso, actuando en dirección transversal (BLC7) o longitudinal (BLC8) al modelo. El multiplicador del peso propio corresponde al coeficiente sísmico 0.20, según se detalla anteriormente.

BLC9 : empuje sísmico del suelo, sentido transversal al canal

Se aplica el empuje uniforme de la NCh433 para muros arriostrados, en forma conservadora para todos los muros de la obra analizada.

$q = 0{,}3 \cdot C_R \cdot \gamma \cdot h \cdot Ao/g$

Para cada sección se determina la altura de relleno "h" sobre el nivel del sello de fundación y se determina el incremento de empuje por acción del sismo en consecuencia.

Para toda el módulo se tiene: $h = 3.40m$

$\rightarrow q = 0.3 \cdot 0.5 \cdot 2.0 \cdot 3.40 \cdot 0.3 = 0.31$ ton/m^2

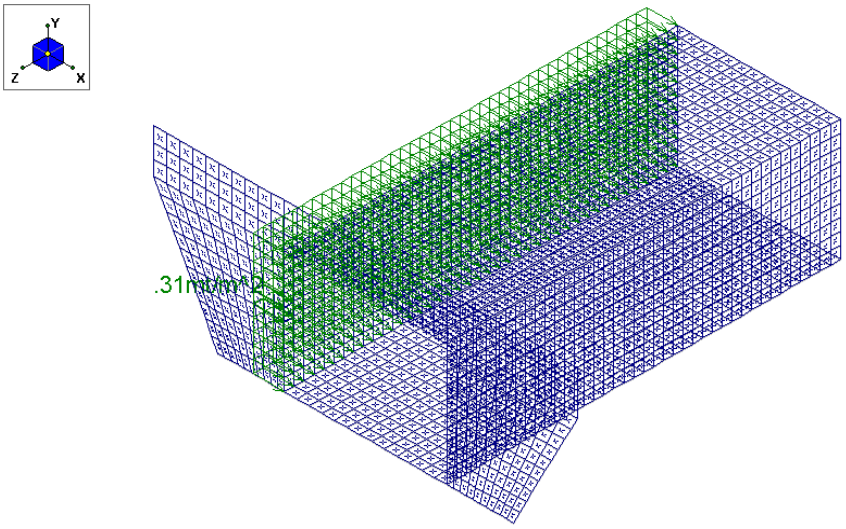


Figura 160 – BLC9 – Incremento de empuje de suelo por acción transversal del sismo

BLC10 : empuje sísmico del suelo, sentido paralelo al eje del canal

Se aplica en forma análoga a lo indicado en el estado de carga anterior para el sismo sobre el suelo en sentido transversal al canal.

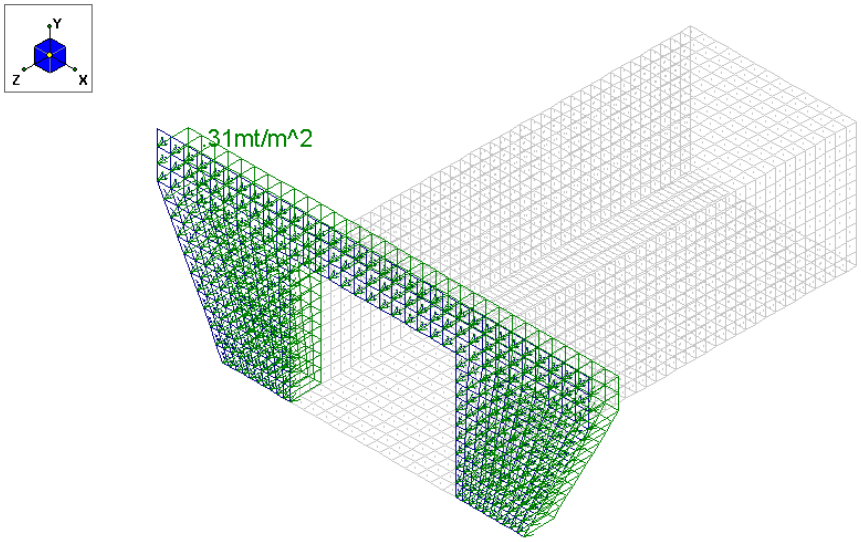


Figura 161 – BLC10 – Incremento de empuje de suelo por acción longitudinal del sismo

BLC11 : empuje sísmico del agua (acción transversal al eje)

El comportamiento hidrodinámico del agua se representa con el criterio de Westergaard recomendado ampliamente en los criterios de diseño de obras hidráulicas en general. Se trata de una simplificación que asigna a un muro una presión $q=0.55 \cdot c_s \cdot h = 0.11 \cdot h$ (donde c_s es el coeficiente sísmico, 0.2 en nuestro caso).

Para la altura de agua de la obra, de 2.12m, se aplica una presión uniforme $q=0.23$ ton/m^2.

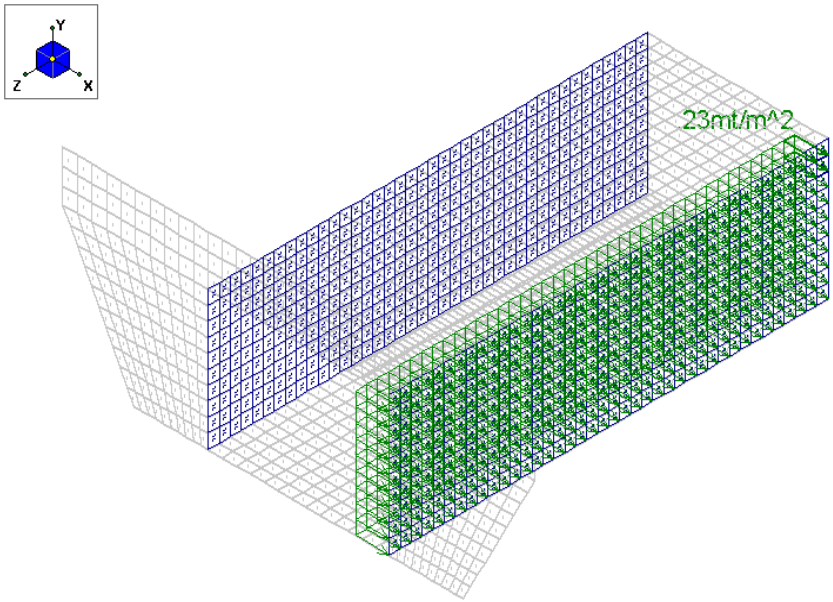


Figura 162 – BLC11 – Incremento de presiones por acción sísmica sobre el agua

BLC12: carga de tránsito superior

Para la obra de salida, considerando el poco relleno sobre la obra, se considera la acción de un eje principal de un camión AASTHO HS20-44 (14.5 ton), amplificada por 1.20 de acuerdo a lo indicado en Manual de Carreteras y amplificada por coeficiente de impacto de 1.33. Esta carga se distribuye de acuerdo a lo indicado en el manual AASHTO.

Área de cada punto de apoyo: $A_c = 0.51$ m x 0.25 m

Profundidad del relleno: $H_r = 0.60$ m

Área de aplicación de la carga: $A_{Ap,\,L} = (1.15 \cdot 0.60 + \cdot 0.51) \times (1.15 \cdot 0.60 + \cdot 0.25)$

$= 1.13$ m^2

Carga distribuida de cada rueda: $L_1 = 1.20 \cdot 1.33 \cdot (14.5/2) / 1.13 = 10.24$ ton/m^2

Dimensiones de la zona cargada: $l = 1.15 \cdot 0.60\text{m} + 0.25\text{m} = 0.94\text{m}$

$$b = 1.15 \cdot 0.60m + 0.51m = 1.20m$$

La distancia entre los centros de las cargas es 1.80 m

Se consideran 4 estados de carga, variando la posición de las cargas de rueda para generar las mayores solicitaciones en la losa.

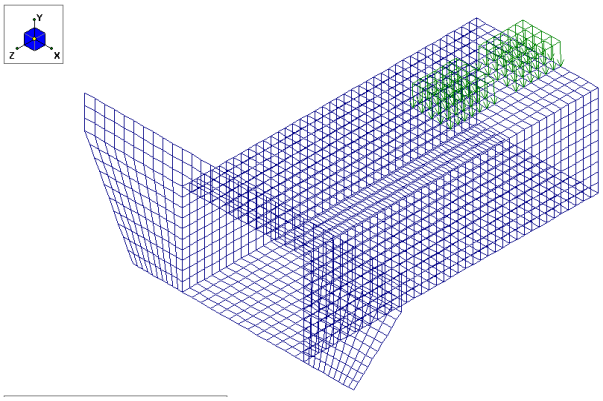


Figura 163 – BLC12 – Carga sobre la losa por sobrecarga de tránsito (momento, extremo cajón)

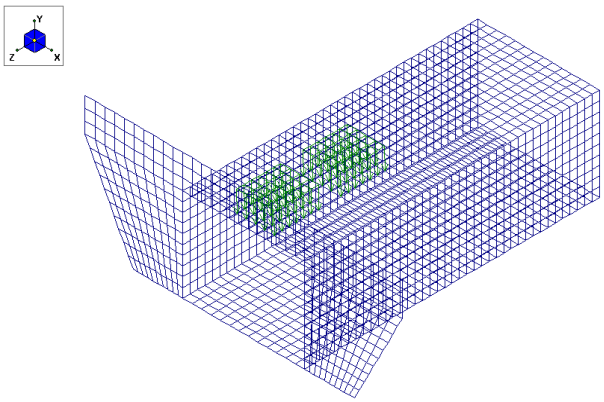


Figura 164 – BLC14 – Carga sobre la losa por sobrecarga de tránsito (corte, extremo próximo a salida)

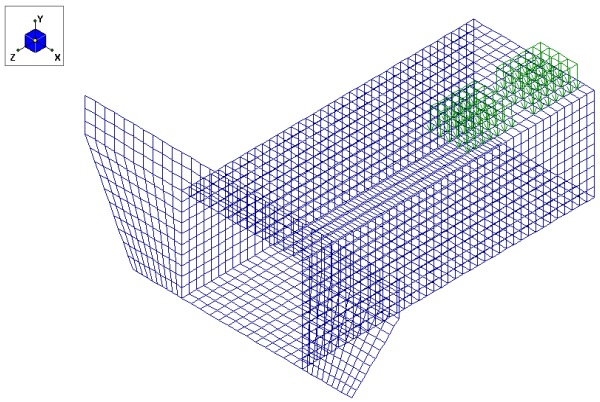


Figura 165 – BLC15 – Carga sobre la losa por sobrecarga de tránsito (corte, extremo cajón)

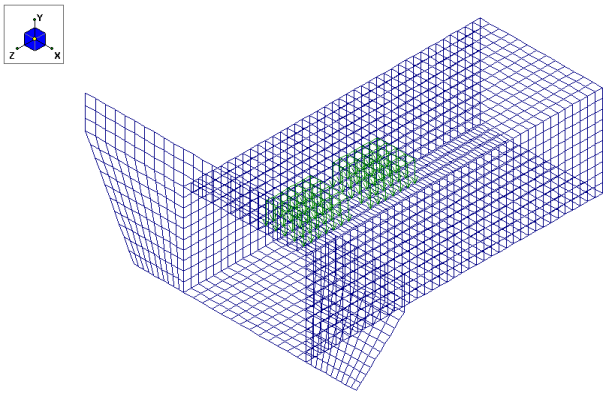


Figura 166 – BLC13 – Carga sobre la losa por sobrecarga de tránsito (corte, extremo próximo a salida)

En las combinaciones siguientes U1 a U4 representan las cargas mayoradas para el cálculo de armaduras, mientras que las combinaciones C1 a C4 representan condiciones de servicio para análisis de fisuración y presión de contacto con el suelo. Los factores de mayoración considerados corresponden a los indicados en ACI318-05.

Combinaciones para diseño de armaduras (mayoradas)

U1.1: estática ext. (solicitaciones en vano losa y radier) = 1.2·(BLC1 + BLC2) + 1.6·(0.33·BLC3 + 0.33·BLC5)

U1.2: estática ext. (solicitaciones en vano muros) = 1.0·(BLC1 + BLC2) + 1.6·(BLC3 + BLC5)

U1.3: estática ext. (solicitaciones en extremos elementos) = 1.2·(BLC1 + BLC2) + 1.6·(BLC3 + BLC5)

U1.4: estática ext. (solicitaciones en muros ala y empotramiento) = 1.2·(BLC1 + BLC2) + 1.6·(BLC3 + BLC4 + BLC5)

U2: estática int. = 0.9·(BLC1 + BLC2) + 1.4·(BLC6)

U3.1: estática ext. – sobrecarga de rueda (solicitación en vanos, 1) = 1.2·(BLC1 + BLC2) + 1.6·(0.33·BLC3 + 0.33·BLC5) + 1.6·BLC12

U3.2: estática ext. – sobrecarga de rueda (solicitación en vanos, 2) = 1.2·(BLC1 + BLC2) + 1.6·(0.33·BLC3 + 0.33·BLC5) + 1.6·BLC13

U3.3: estática ext. – sobrecarga de rueda (solicitación en extremos elem. 1) = 1.2·(BLC1 + BLC2) + 1.6·(BLC3 + BLC4 + BLC5) + 1.6·BLC12

U3.4: estática ext. – sobrecarga de rueda (solicitación en extremos elem. 2) = 1.2·(BLC1 + BLC2) + 1.6·(BLC3 + BLC4 + BLC5) + 1.6·BLC13

U3.5: estática ext. – sobrecarga de rueda (solicitación en extremos elem. 3) = 1.2·(BLC1 + BLC2) + 1.6·(BLC3 + BLC4 + BLC5) + 1.6·BLC14

U3.6: estática ext. – sobrecarga de rueda (solicitación en extremos elem. 4) = 1.2·(BLC1 + BLC2) + 1.6·(BLC3 + BLC4 + BLC5) + 1.6·BLC15

U4.1: caso sísmico – acción en el suelo Transv.= 1.2·(BLC1 + BLC2) + 1.6·(BLC3 + BLC5) + 1.4·(BLC7 + BLC9)

U4.2: caso sísmico – acción en el agua Transv = 1.2·(BLC1 + BLC2 + BLC6) + 1.4·(BLC7 + BLC11)

U4.3: caso sísmico – acción en suelo y agua Transv= 1.2·(BLC1 + BLC2 + BLC6) + 1.6·(BLC3 + BLC5) + 1.4·(BLC7 + BLC9 + BLC11)

U4.4: caso sísmico – acción en el suelo Long.= 1.2·(BLC1 + BLC2) + 1.6·(BLC4 + BLC5) + 1.4·(BLC8 + BLC10)

<u>Combinaciones de cargas de servicio (análisis de fisuración y tensiones de contacto)</u>

C1.1: estática ext. (solicitaciones en vano losa y radier) = (BLC1 + BLC2) + 0.33·(BLC3 + BLC5)

C1.2: estática ext. (solicitaciones en vano muros) = 0.9·(BLC1 + BLC2) + (BLC3 + BLC5)

C1.3: estática ext. (solicitaciones en extremos elementos) = (BLC1 + BLC2) + (BLC3 + BLC5)

C1.4: estática ext. (solicitaciones en muros ala y empotramiento) = (BLC1 + BLC2) + (BLC3 + BLC4 + BLC5)

C2: estática int. = 0.9·(BLC1 + BLC2) + (BLC6)

C3.1: estática ext. – sobrecarga de rueda (solicitación en vanos, 1) = (BLC1 + BLC2) + 0.33·(BLC3 + BLC5) + BLC12

C3.2: estática ext. – sobrecarga de rueda (solicitación en vanos, 2) = (BLC1 + BLC2) + 0.33·(BLC3 + BLC5) + BLC13

C3.3: estática ext. – sobrecarga de rueda (solicitación en extremos elem. 1) = (BLC1 + BLC2) + (BLC3 + BLC4 + BLC5) + BLC12

C3.4: estática ext. – sobrecarga de rueda (solicitación en extremos elem. 2) = (BLC1 + BLC2) + (BLC3 + BLC4 + BLC5) + BLC13

C3.5: estática ext. – sobrecarga de rueda (solicitación en extremos elem. 3) = (BLC1 + BLC2) + (BLC3 + BLC4 + BLC5) + BLC14

C3.6: estática ext. – sobrecarga de rueda (solicitación en extremos elem. 4) = (BLC1 + BLC2) + (BLC3 + BLC4 + BLC5) + BLC15

C4.1: caso sísmico – acción en el suelo Transv.= (BLC1 + BLC2) + (BLC3 + BLC5) + (BLC7 + BLC9)

C4.2: caso sísmico – acción en el agua Transv = (BLC1 + BLC2 + BLC6) + (BLC7 + BLC11)

C4.3: caso sísmico – acción en suelo y agua Transv= (BLC1 + BLC2 + BLC6) + (BLC3 + BLC5) + (BLC7 + BLC9 + BLC11)

C4.4: caso sísmico – acción en el suelo Long.= (BLC1 + BLC2) + (BLC4 + BLC5) + (BLC8 + BLC10)

11.5 ANALISIS DE ESTABILIDAD

Se verifica la estabilidad de la obra a la flotación debido a la acción de la napa actuando sobre la obra. Para el análisis se consideran las siguientes combinaciones de cargas, no incluidas en el listado anterior:

C_{normal} (operación normal de la obra) = BLC1 + BLC2 + BLC5 + BLC6

$C_{eventual}$ (condición de vaciado rápido y NF "colgada") = BLC1 + BLC2 + BLC5

Para la condición de carga normal se requiere un factor de seguridad FS ≥ 1.20, en tanto para la condición eventual se requiere un factor de seguridad FS ≥ 1.15, definiéndose FS como el cociente entre las fuerzas resistentes (peso) y las solicitantes (fuerza boyante). En la figura y cuadro siguiente se presenta el análisis de la obra, que se hizo por secciones.

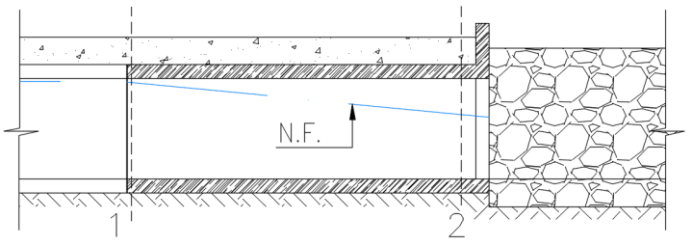


Figura 167 – Ubicación secciones de análisis flotación

Para el análisis de estabilidad por flotación se consideró, para la sección final y en forma conservadora, que no se dispone de relleno sobre el canal. En el análisis se consideró lo siguiente:

Peso unitario del hormigón:	2.5	ton/m3
Peso unitario del relleno:	2.0	ton/m3
Ángulo cuña arrancamiento:	20.0	º

Tabla 34 – Análisis de estabilidad a la flotación

Sección	Hm (m)	em (m)	Bi (m)	er (m)	eL (m)	Bz (m)	Hrt (m)	ZNF (m)	Hwi (m)
1	2.80	0.30	3.00	0.30	0.30	0.30	3.4	2.42	2.12
2	2.80	0.30	3.00	0.30	0.30	0.30	2.8	1.65	1.35

Sección	West (t/m)	Wrell (t/m)	Wwi (ton/	F (t/m)	FR,N (t/m)	FR,E (t/m)	FS,N	FS,E
1	9.15	11.77	6.36	8.89	27.28	20.92	3.068	2.352
2	9.15	5.72	4.05	6.12	18.92	14.87	3.09	2.43

En los cuadros anteriores se tiene:

Hm = Altura de muros

em = Espesor muros

Bi = ancho interior

er = espesor del radier

eL = espesor de la losa

Bz = ancho de zarpa (*Nota: zarpas incluidas para mejorar estabilidad al deslizamiento*)

Hrt = altura total de relleno (desde S.F.)

ZNF = posición de la napa (desde S.F.)

Hwi = altura de agua interior

West = peso de la estructura

Wrell = peso del relleno

Wwi = peso del agua interior

F = Fuerza de flotación (solicitante)

FR,N = fuerza resistente condición normal (con agua) (West+Wrell+Wwi)

FR,E = fuerza resistente condición eventual (vacío) (West+Wrell)

FS, N ; FS,E = factor de seguridad al levantamiento condición normal y eventual respectivamente.

Adicionalmente se verifica el deslizamiento para la condición estática y sísmica, para las cargas longitudinales.

Las combinaciones de cargas consideradas para el análisis de deslizamiento son:

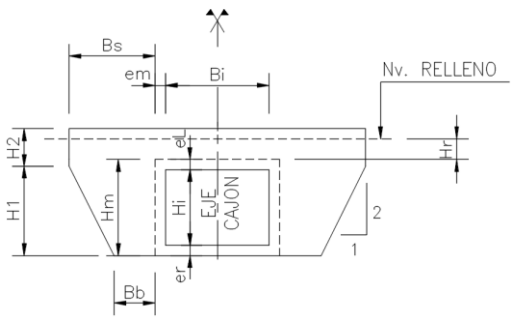
C_{normal} (operación normal de la obra) = BLC1 + BLC2 + BLC5 + BLC6 + BLC4

$C_{eventual}$ (condición de vaciado rápido y NF "colgada") = BLC1 + BLC2 + BLC5 + BLC4

$C_{eventual}$ (condición de operación normal + sismo) = BLC1 + BLC2 + BLC5 + BLC6 + BLC4 + BLC8 + BLC10

Peso unitario del hormigón:	2.5	ton/m3
Peso unitario del relleno:	2.0	ton/m3
Ángulo de roce suelo fund.	35.0	º
Coeficiente roce suelo-horm.	0.43	[-] (tan (2/3 ϕ))
Coef. empuje estático suelo:	0.36	[-] (reposo)
Coeficiente sísmico:	0.20	[-]
Empuje sísmico suelo:	0.31	ton/m2

Dimensiones del tramo final:	Hm =	2.8	m	
	em =	0.30	m	
	Bi =	3.00	m	
	er =	0.30	m	
	eL =	0.30	m	
	Bz =	0.3	m	
	Lsecc =	7.92	m	
	Hr =	0.6	m	
Dimensiones del muro ala:	Bb =	1.2	m	
	H1 =	2.6	m	
	H2 =	1.1	m	
	Bs =	2.5	m	
Napa freática:	ZNF1 =	2.42	m	(Nivel NF al inicio de la obra)
	ZNF2 =	1.65	m	(Nivel NF al final de la obra)
Agua interior:	Hwi1 =	2.12		(Nivel agua al inicio de la obra)
	Hwi2 =	1.35		(Nivel de agua al final de la obra)



Peso del canal:	72.47	ton	
Peso del muro ala:	14.31	ton	
Peso de la estructura:	86.78	ton	(BLC1)
Peso agua interior:	41.22	ton	(BLC6)
Peso relleno:	34.21	ton	
Peso rerreno zarpa:	21.22	ton	
Peso total relleno:	55.43	ton	(BLC2)
Empuje NF:	58.02	ton	(vertical hacia arriba, sobre fondo, BLC5)
	4.14	ton	(horizontal sobre muros ala, BLC5)
Empuje estático suelo:	13.96	ton	(BLC4)
Sismo sobre la estructura:	17.36	ton	(BLC8)
Empuje sísmico suelo:	4.892	ton	(BLC10)

Condición normal:	Carga vertical total:	N =	125.4	ton
	Roce en la base:	FR =	54.1	ton (fuerza resistente)
	Empuje estático:	FD =	18.1	ton (fuerza deslizante)
	Factor de seguridad:	FS =	2.989	> 1.50 --> OK
Condición eventual (vaciamiento):				
	Carga vertical total:	N =	84.19	ton
	Roce en la base:	FR =	36.32	ton (fuerza resistente)
	Empuje estático:	FD =	18.1	ton (fuerza deslizante)
	Factor de seguridad:	FS =	2.007	> 1.30 --> OK
Condición eventual (sismo longitudinal):				
	Carga vertical total:	N =	125.4	ton
	Roce en la base:	FR =	54.1	ton (fuerza resistente)
	Empuje estát.+sísm.:	FD =	40.35	ton (fuerza deslizante)
	Factor de seguridad:	FS =	1.341	> 1.30 --> OK

Se considera, en forma adicional y como protección contra la erosión retrógrada en el extremo de la obra, un diente de 0.75 m de altura, (medido desde la cara inferior del radier), con un ancho en la base de 5.30 m y taludes laterales iguales a los de los muros ala (cara de aguas abajo del diente mantiene la pendiente de los muros ala).

11.6 VERIFICACIÓN DE FISURACIÓN POR RETRACCIÓN Y TEMPERATURA

Para la armadura de repartición (retracción y temperatura) se recurre a lo indicado en norma británica BS8007, que exige una cuantía ρ mínima de $f_{ct}/f_y = 0.0031$ (en toda la cara), siendo f_{ct} la resistencia a tracción del hormigón al 3er día (13 kg/cm^2 aproximadamente para H-30) y f_y la fluencia del acero de refuerzo (4200 kg/cm^2). No obstante, deberá calcularse el ancho de fisura $w_{máx}$ de acuerdo con la siguiente expresión:

$$w_{máx} = s_{máx} \cdot R \cdot \alpha \cdot (T_1 + T_2)$$

donde :

$s_{máx}$ = separación máxima entre fisuras, en mm.

R = coeficiente de restricción 0.5 para estructuras totalmente restringidas.

α = coeficiente de dilatación térmica del hormigón (12 E-6/°C)

T_1 = Diferencia entre el valor máximo alcanzado por el calor de hidratación y la temperatura ambiente. Deberá tomarse como mínimo 18°.

T_2 = Variación de temperatura estacional de verano a invierno. Se deberá adoptar un valor no inferior a 24°.

Se considera un espesor de 30 cm para radier inferior, losa y muros, con armadura de repartición ϕ10 a 15 en ambas caras y direcciones.

La separación máxima queda dada por: $s_{máx} = f_{ct}/f_b \cdot \phi/2\rho$

Para espesor 30 cm y doble malla ϕ10a15 se tiene:

$$s_{máx} = f_{ct}/f_b \cdot \phi/2\rho = 13/24 \cdot 10/(2 \cdot 0.0035) = 776 \text{ mm}$$

⇨ $w_{máx}$ = 0.20mm, menor o igual a 0.2mm → cumple

siendo:

f_{ct} = resistencia a la tracción del hormigón H-30 al 3er día.

f_b = tensión media de adherencia entre el hormigón y la barra de acero (para barras estriadas de acero este valor es 24 kg/cm^2 según BS8007).

ϕ = diámetro de la barra de refuerzo (10mm).

ρ = cuantía de acero de la sección completa.

11.7 RESULTADOS DE LA MODELACION Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

Se muestran gráficamente los esfuerzos de flexión obtenidos del modelo Risa3D en las combinaciones para el diseño de armaduras. Para los análisis de esfuerzos en los elementos estructurales se consideró la siguiente convención de ejes locales:

En el canal, eje local "X" se orienta en sentido longitudinal y eje "Y" en sentido transversal de los muros, losa y radier.

En muro ala, eje local "X" se orienta en sentido horizontal, en tanto el eje local "Y" se orienta vertical.

En ambos casos, momentos positivos traccionan la cara del lado del relleno.

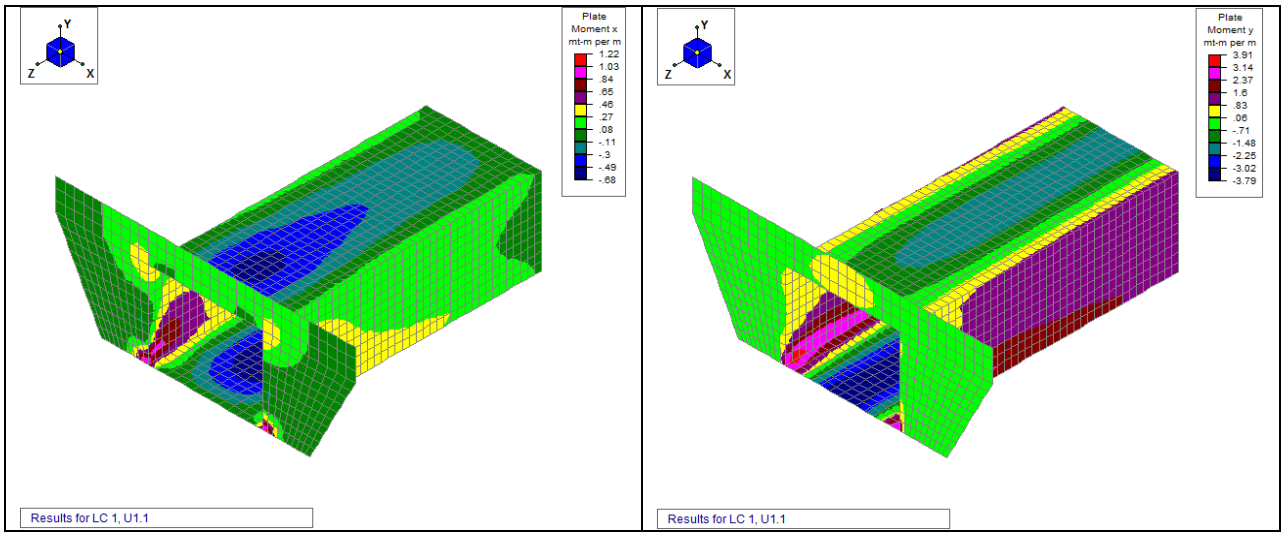


Figura 168 – Momentos flectores Mx (izquierda) My (derecha) combinación U1.1

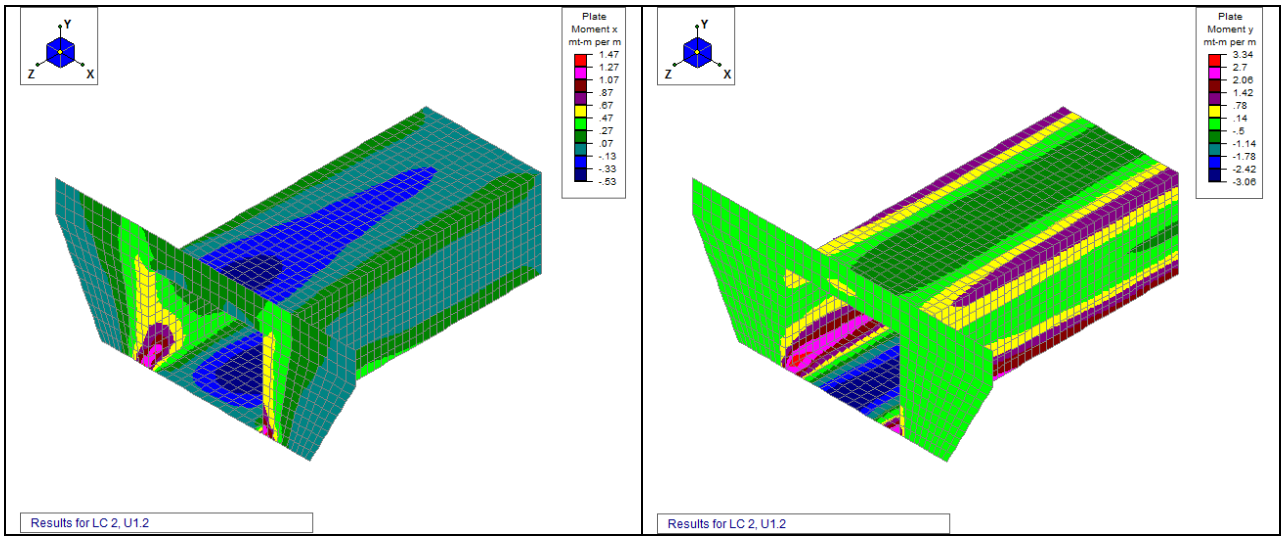


Figura 169 – Momentos flectores Mx (izquierda) My (derecha) combinación U1.2

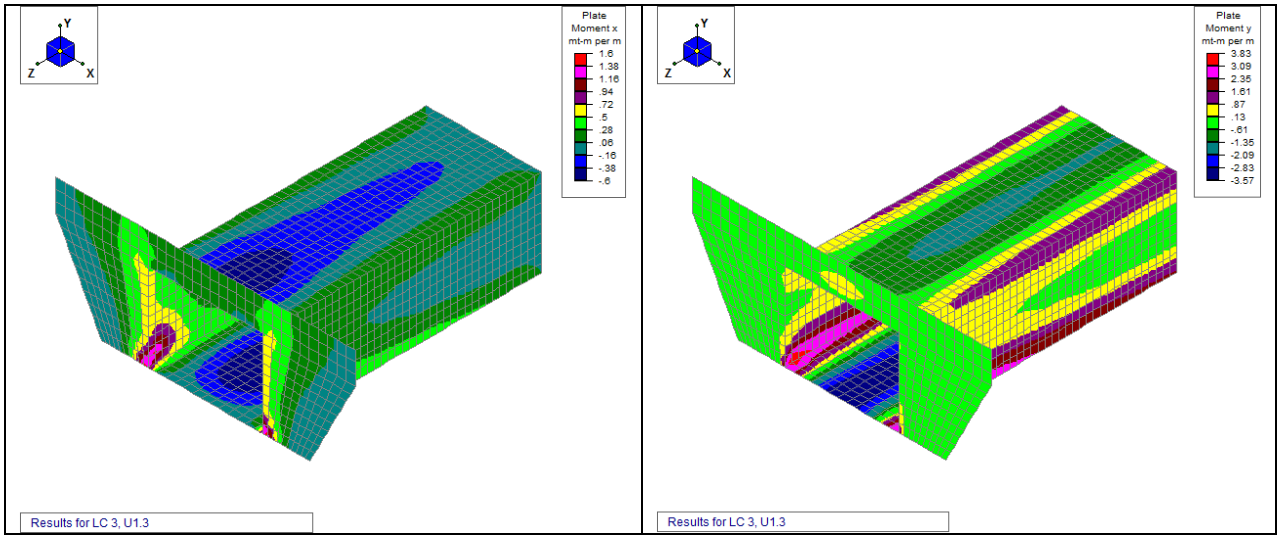


Figura 170 – Momentos flectores Mx (izquierda) My (derecha) combinación U1.3

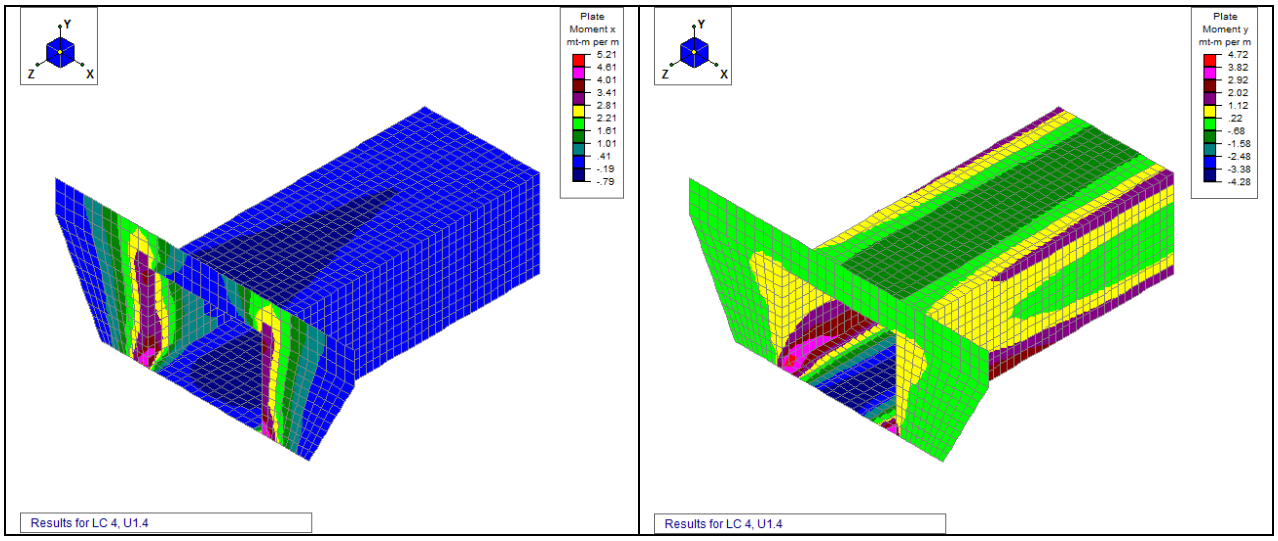


Figura 171 – Momentos flectores Mx (izquierda) My (derecha) combinación U1.4

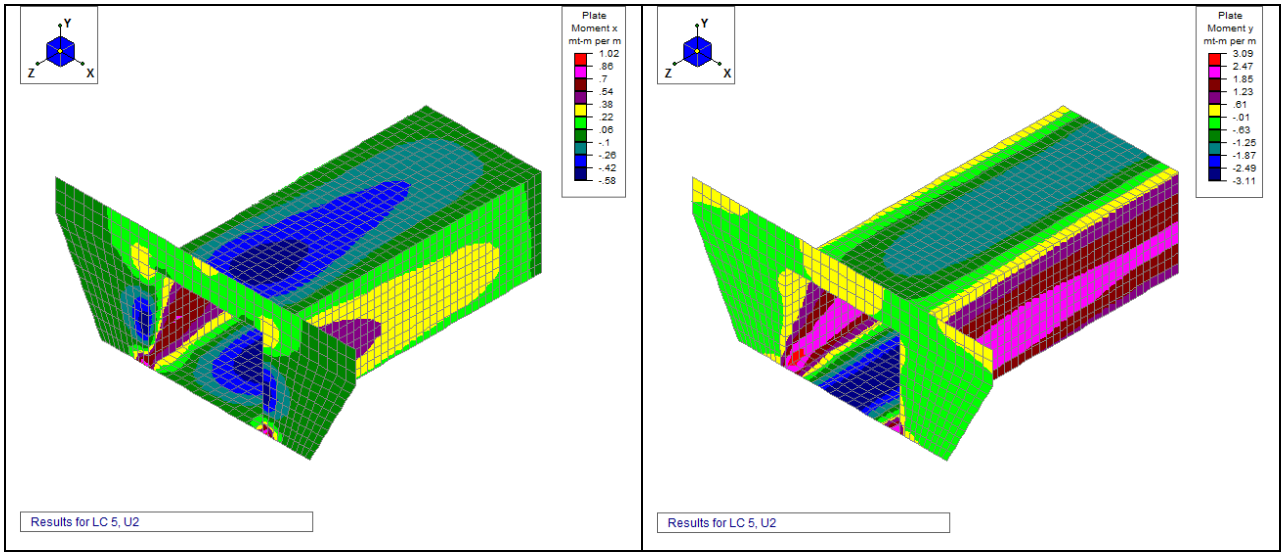


Figura 172 – Momentos flectores Mx (izquierda) My (derecha) combinación U2

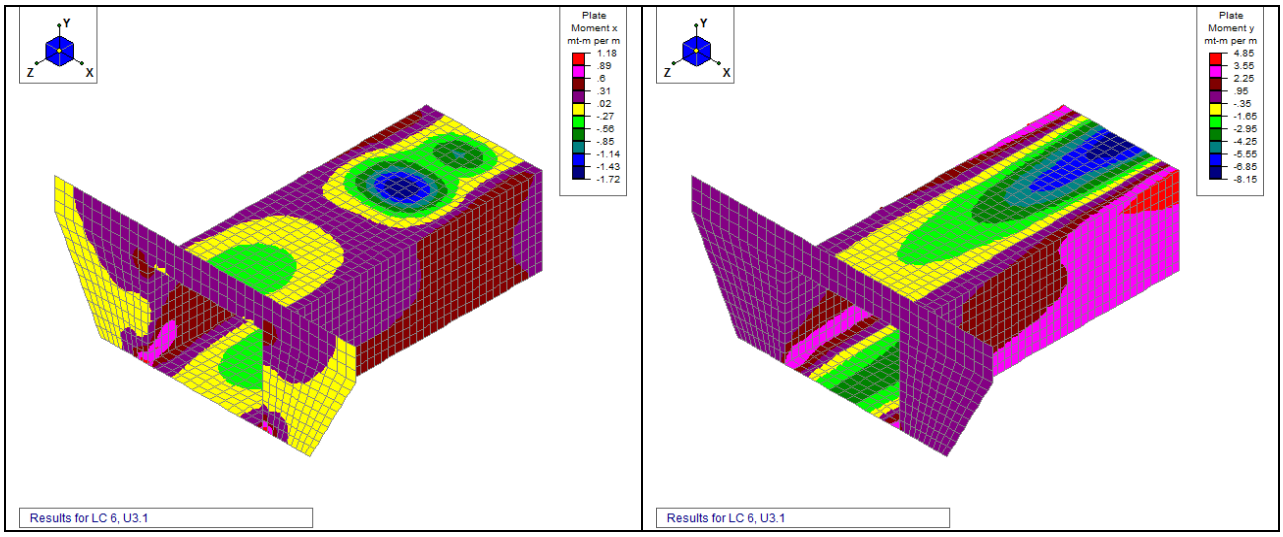


Figura 173 – Momentos flectores Mx (izquierda) My (derecha) combinación U3.1

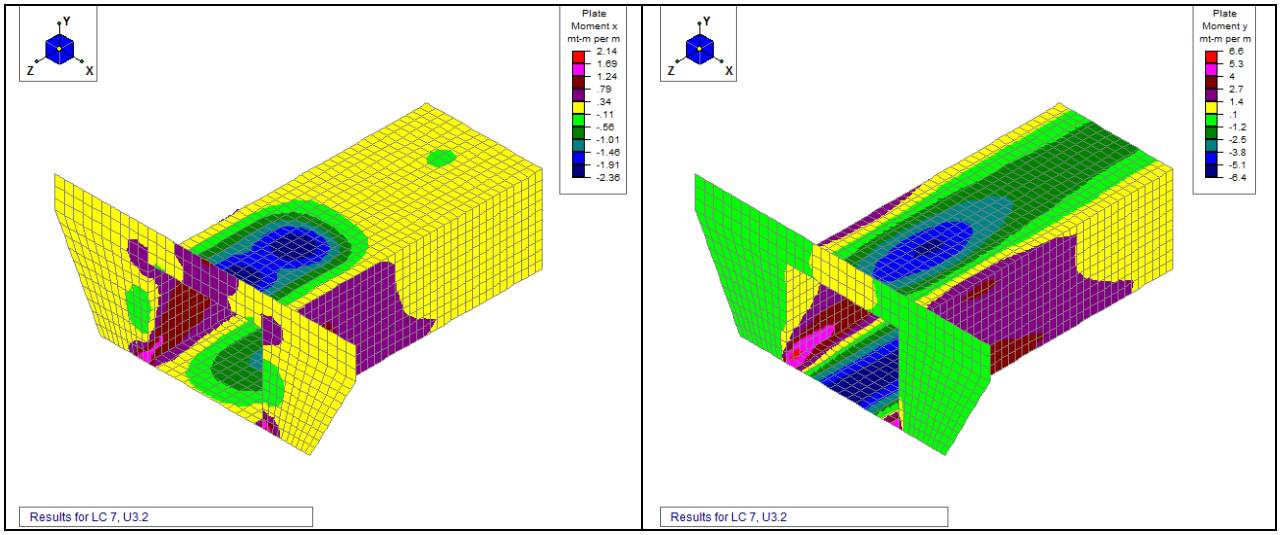


Figura 174 – Momentos flectores Mx (izquierda) My (derecha) combinación U3.2

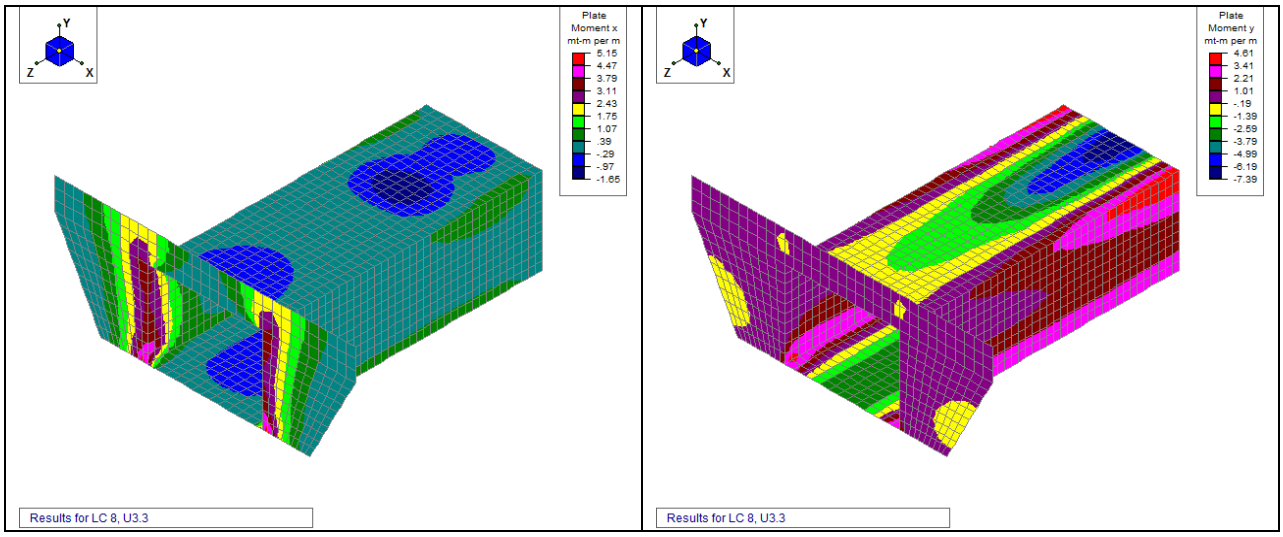


Figura 175 – Momentos flectores Mx (izquierda) My (derecha) combinación U3.3

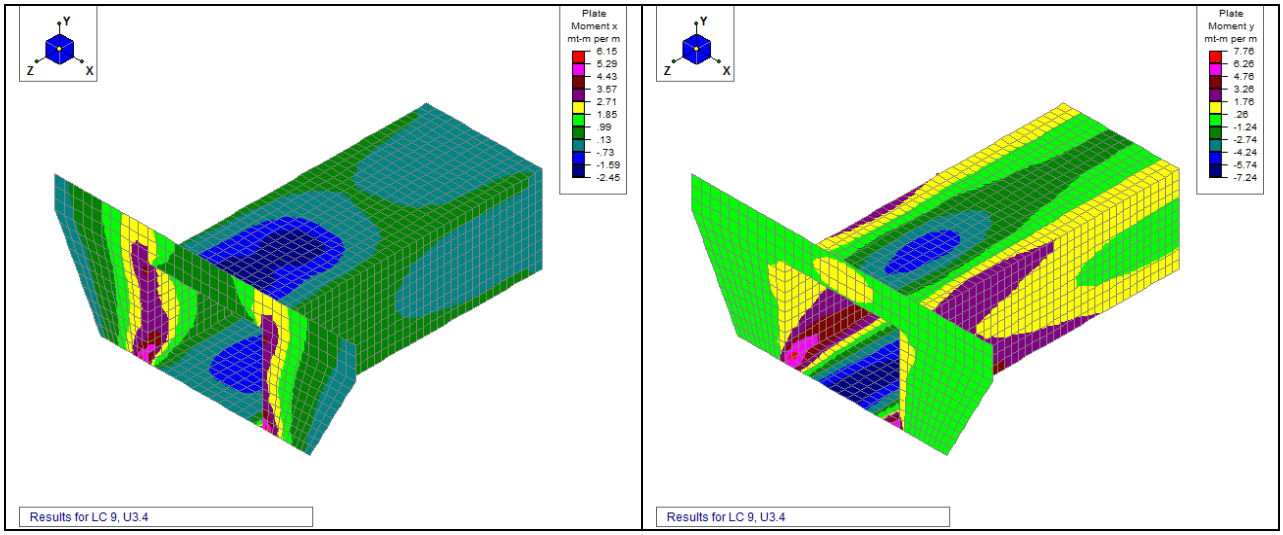


Figura 176 – Momentos flectores Mx (izquierda) My (derecha) combinación U3.4

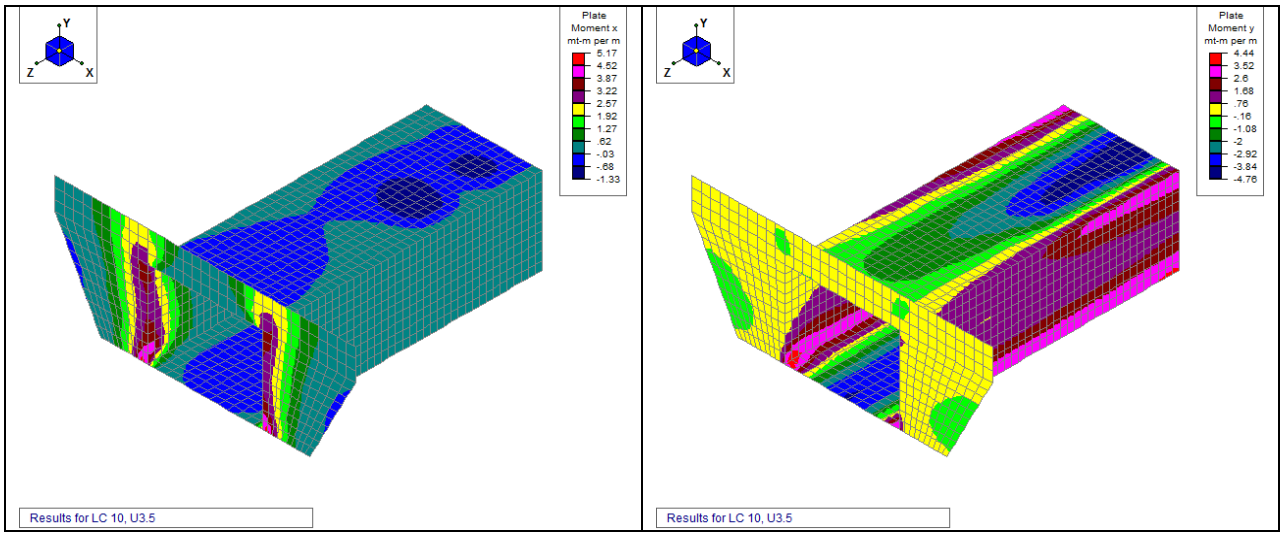


Figura 177 – Momentos flectores Mx (izquierda) My (derecha) combinación U3.5

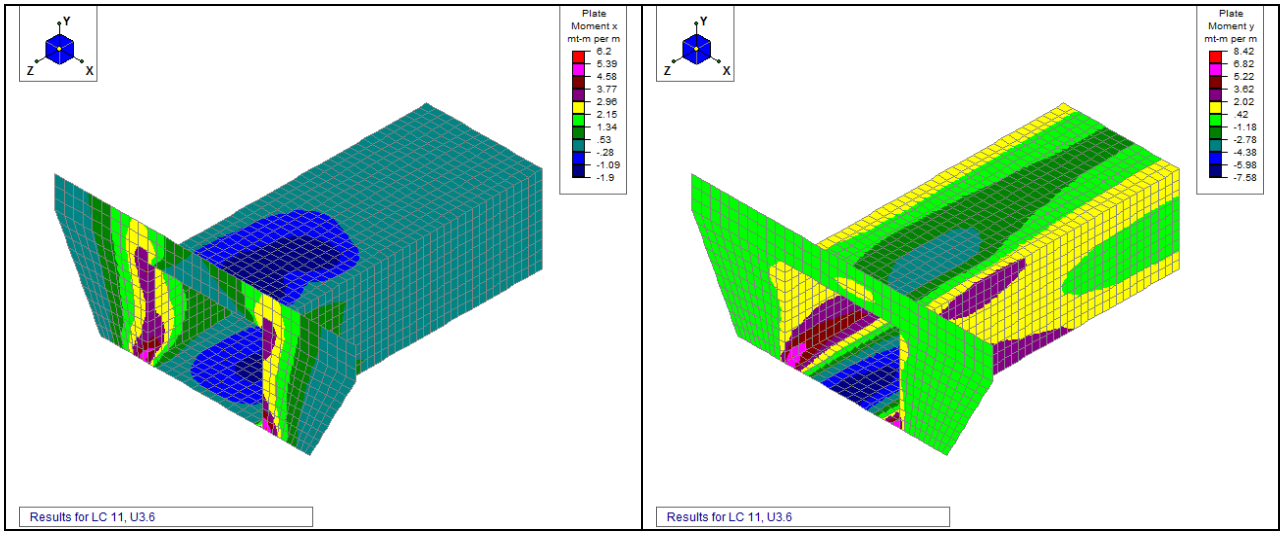


Figura 178 – Momentos flectores Mx (izquierda) My (derecha) combinación U3.6

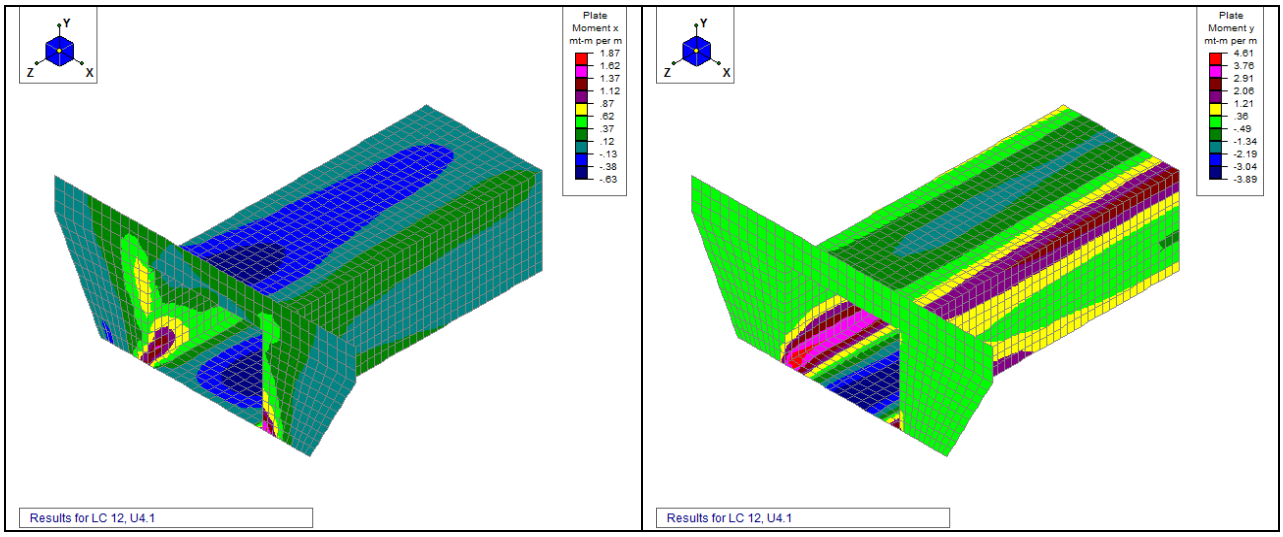


Figura 179 – Momentos flectores Mx (izquierda) My (derecha) combinación U4.1

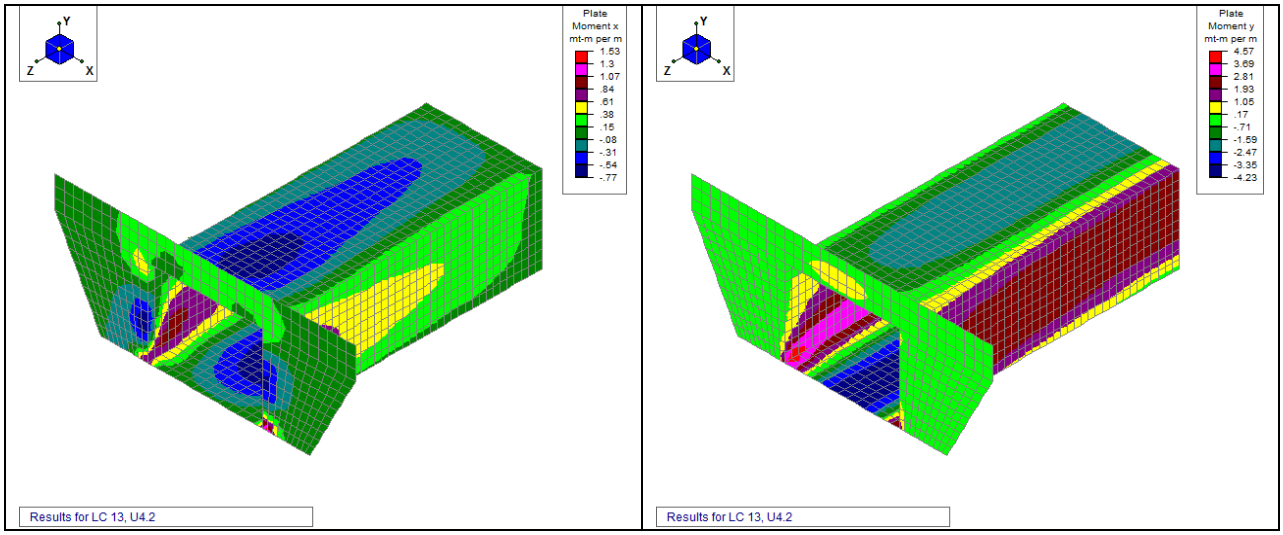


Figura 180 – Momentos flectores Mx (izquierda) My (derecha) combinación U4.2

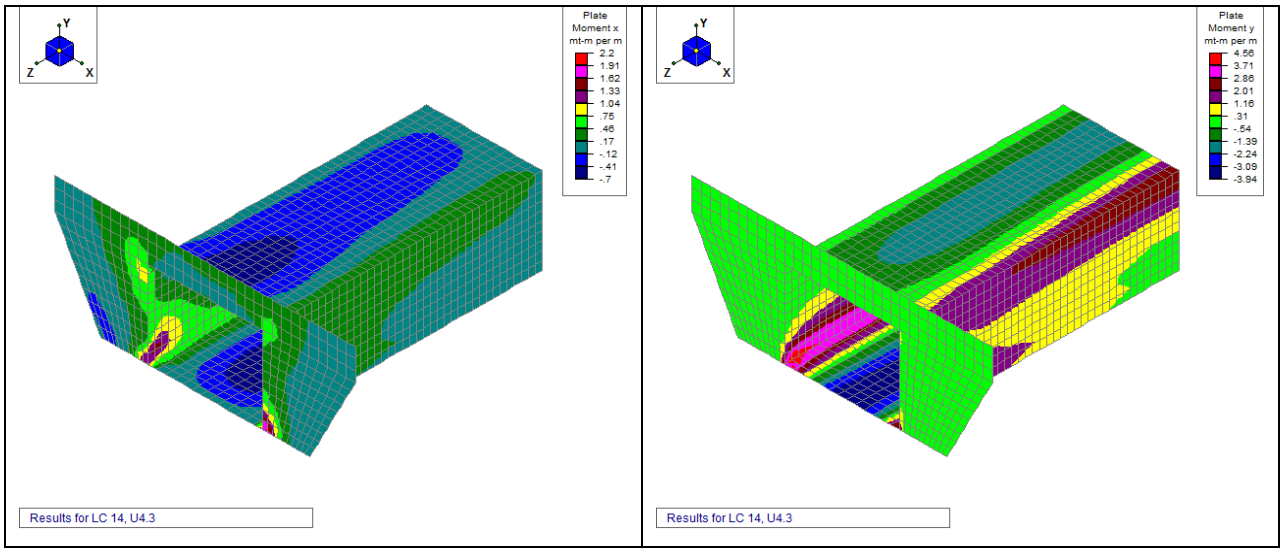


Figura 181 – Momentos flectores Mx (izquierda) My (derecha) combinación U4.3

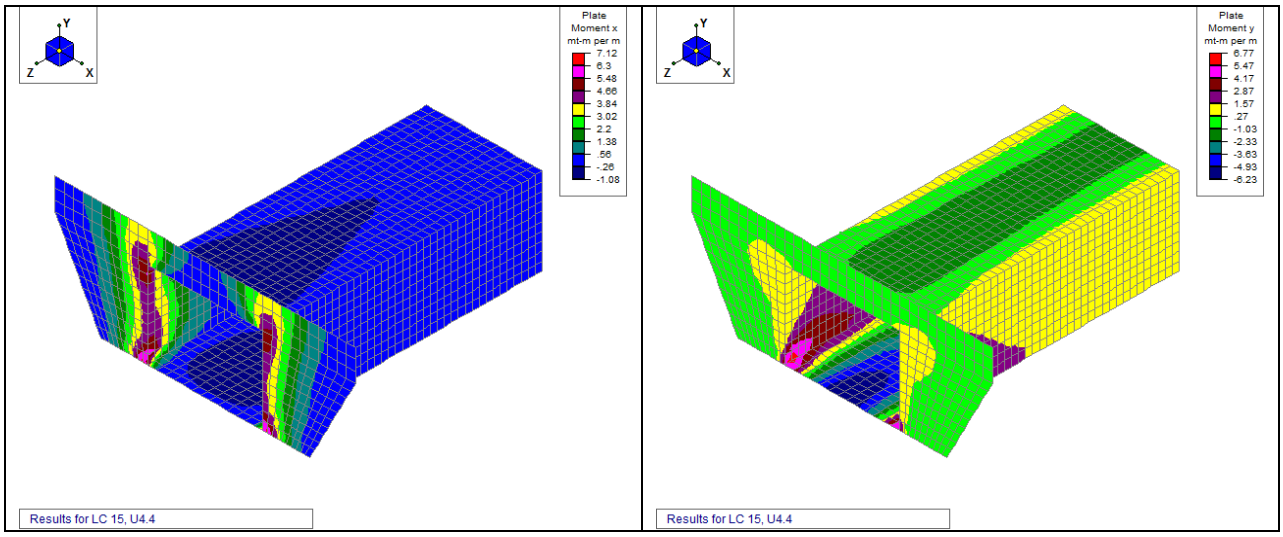


Figura 182 – Momentos flectores Mx (izquierda) My (derecha) combinación U4.4

Para los esfuerzos que se indican en las tablas siguientes, se sigue la nomenclatura de elementos indicada a continuación.

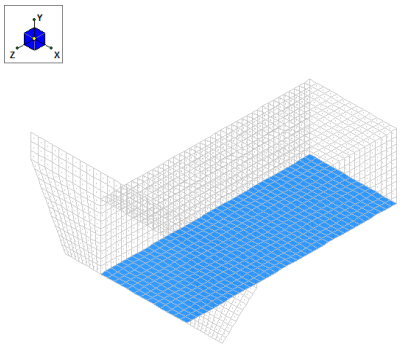


Figura 183 – Elementos LR (e=30cm) (losa radier)

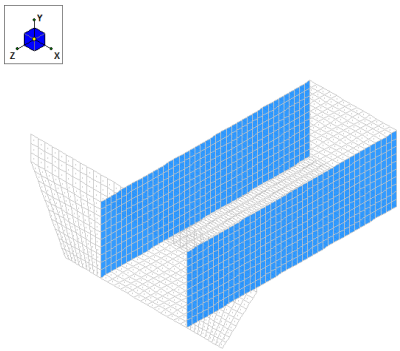


Figura 184 – Elementos MC (e=30cm) (muros canal)

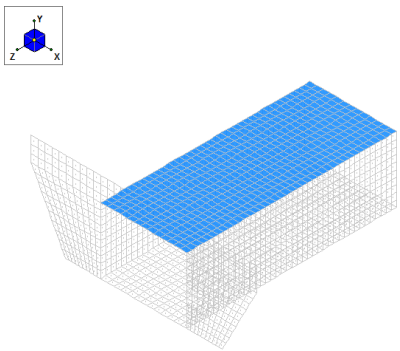


Figura 185 – Elementos LC (e=30cm) (losa canal)

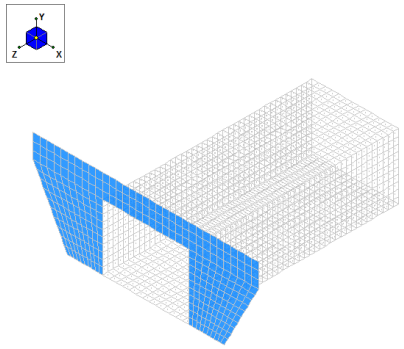


Figura 186 – Elementos MA (e=30cm) (muros ala)

Tabla 35 – Esfuerzos máximos combinaciones mayoradas

Elem.	Cara	$M_{ux,\,max}$ (ton·m/m)	Comb.	$M_{uy,\,max}$ (ton·m/m)	Comb.	$\lvert V_{ux,\,max}\rvert$ (ton/m)	Comb.	$\lvert V_{uy,\,max}\rvert$ (ton/m)	Comb.
LR	Int.	-1.249	U3.4	-7.178	U3.6	-3.47	U3.6	26.98	U3.6
	Ext.	0.72	U3.6	8.241	U3.6				
MC	Int.	-0.444	U4.2	-0.793	U4.1	-24.03	U4.4	-38.68	U3.6
	Ext.	6.612	U4.4	8.296	U3.6				
LC	Int.	-2.427	U3.4	-7.968	U3.1	13.77	U3.2	-14.80	U3.1
	Ext.	1.155	U3.2	4.076	U3.3				
MA	Canal	-0.785	U4.2	-1.073	U3.2	-17.01	U4.4	9.55	U4.4
	Rell.	7.035	U4.4	1.662	U3.2				

Tabla 36 – Solicitaciones máximas de momento, combinaciones de servicio

Elem.	Cara	$M_{sx,\,max}$ (ton·m/m)	Comb.	$M_{sy,\,max}$ (ton·m/m)	Comb.
LR	Int.	-0.603	C1.4	-3.454	C1.4
	Ext.	0.364	C1.1	3.886	C1.4
MC	Int.	-0.319	C2	-0.079	C1.2
	Ext.	3.287	C1.4	3.727	C1.4
LC	Int.	-0.528	C1.4	-1.798	C2
	Ext.	0.309	C2	1.059	C1.4
MA	Canal	-0.527	C2	-0.32	C2
	Rell.	3.383	C1.4	0.491	C1.4

En los cuadros anteriores se tiene:

M_x = momentos en sentido transversal al eje de la obra

M_y = momentos en sentido longitudinal, paralelo al eje de la obra

V_x = corte asociado al momento en sentido transversal al eje de la obra

V_y = corte asociado al momento en sentido longitudinal, paralelo al eje de la obra

Es importante destacar que en **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, cuyos resultados se utilizan para el cálculo de la fisuración por solicitaciones, los valores corresponden a las combinaciones de cargas de servicio "permanentes", vale decir, donde las mayores solicitaciones corresponden a cargas de carácter de larga duración (no se incluyen las cargas de tránsito ni sísmicas).

11.8 VERIFICACIÓN DEL CORTE

Se tiene la siguiente resistencia al corte, proporcionada por el hormigón:

e = 30 cm → $\phi \cdot V_c = 0.75 \cdot 0.53 \cdot f'_c{}^{0.5} \cdot 100 \cdot (30-5.6) / 1000 = 15.34$ ton/m

Las figuras siguientes muestran las solicitaciones de corte obtenidas del modelo para las combinaciones que controlan en diseño.

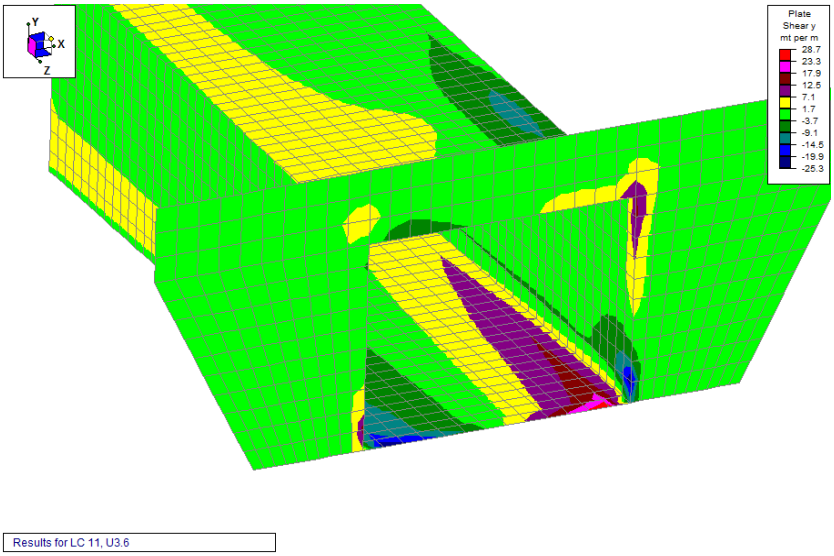


Figura 187 - Esfuerzo de corte en radier y muros asociado a momento transversal (en radier) y vertical (en muros), combinación U3.6

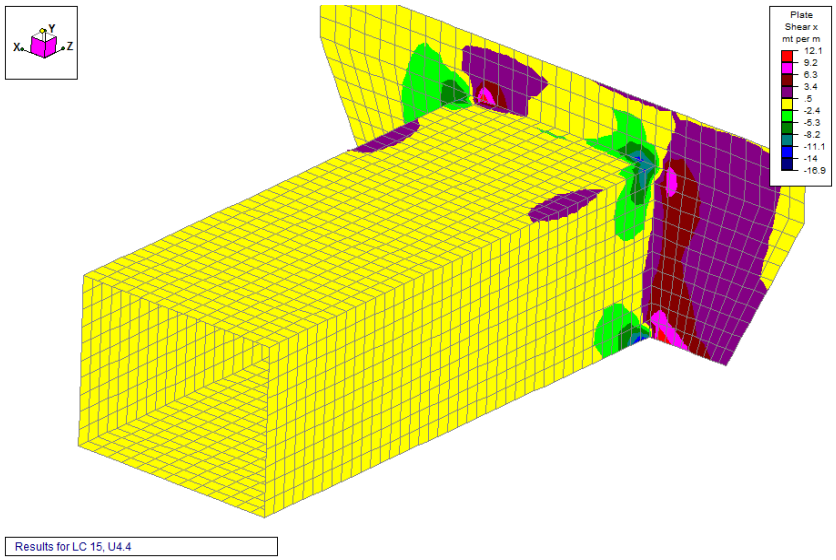


Figura 188 - Esfuerzo de corte en muros asociado a momento longitudinal, combinación U4.4

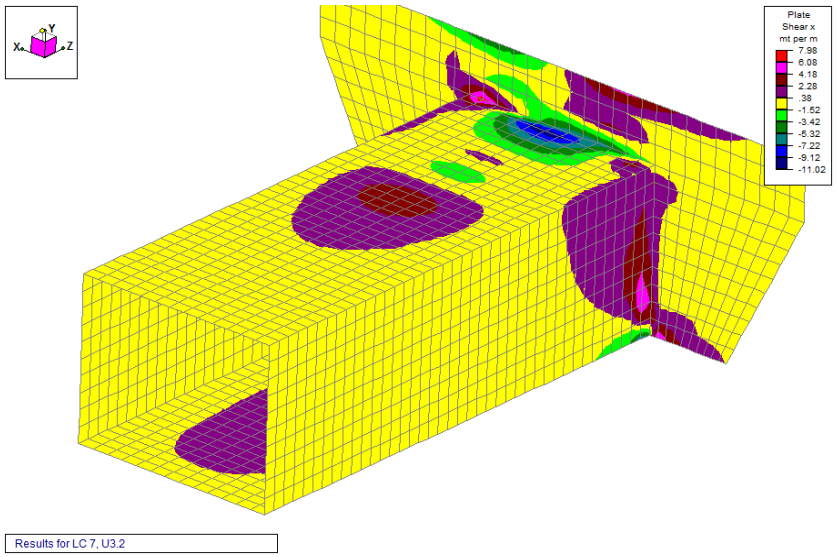


Figura 189 - Esfuerzo de corte en losa asociado a momento longitudinal, combinación U3.2

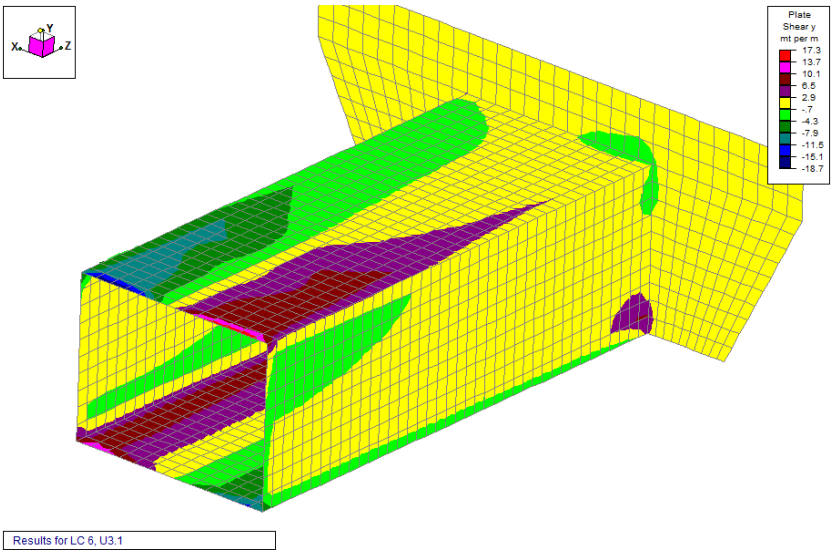


Figura 190 - Esfuerzo de corte en losa asociado a momento transversal, combinación U3.1

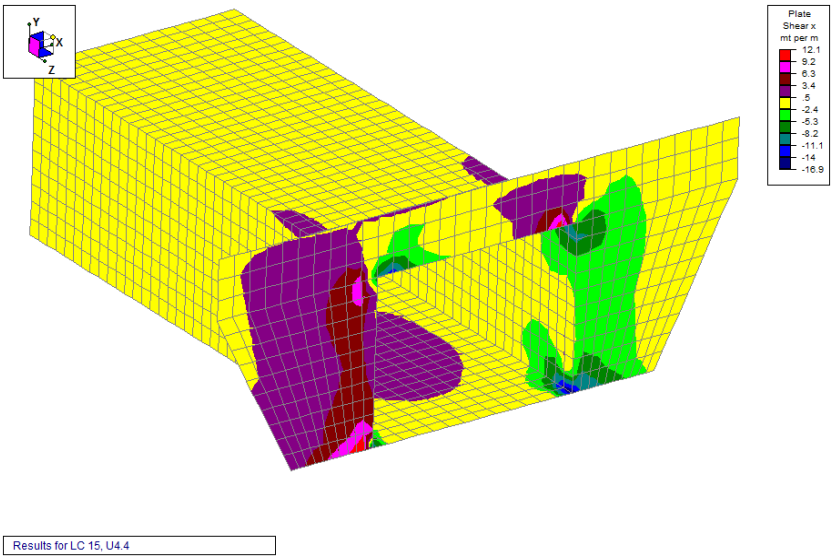


Figura 191 - Esfuerzo de corte en muro ala asociado a momento horizontal, combinación U4.4

Como se observa en **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, el corte máximo en algunas secciones supera la resistencia nominal del hormigón. Se analiza a continuación estas zonas.

<u>Radier, corte asociado a momento transversal.</u>

Se excede localmente el corte en la zona próxima al muro, en particular en el extremo junto al muro ala.

V_u = 26.98 ton/m

$V_{s,\,req}$ = (26.98 – 15.34) / 0.75 = 15.52 ton/m

$A_{v,\,req} = V_{s,\,req} \cdot s / (fy \cdot d)$ = 15.52 · 10 / (4.2·24.4) = 1.51 cm^2/m

→ Se disponen estribos ϕ8a15 (distancia medida en el sentido del escurrimiento), con lo que se obtiene 5 barras ϕ8 / m (3.35 cm^2/m) en forma vertical en el radier, en la zona de unión con el muro. Estas barras se disponen en forma de estribos para garantizar el anclaje.

<u>Muros del canal, corte asociado a momento longitudinal y transversal y muros ala, corte asociado al momento horizontal</u>

Las secciones asociadas al corte que excede localmente el corte resistido por el hormigón se ubican en la unión entre los muros del canal y los muros ala.

Se incrementa localmente el espesor de los muros laterales del canal, de forma de presentar una mayor resistencia al corte y minimizar los refuerzos requeridos.

$e_{modificado}$ = 45 cm (muros canal)

→ $\phi \cdot V_c = 0.75 \cdot 0.53 \cdot f'_c{}^{0.5} \cdot 100 \cdot (45\text{-}5.6) / 1000$ = 24.76 ton/m

V_u = 38.68 ton/m

$V_{s,\,req}$ = (38.68 – 24.76) / 0.75 = 18.56 ton/m

$A_{v,\,req} = V_{s,\,req} \cdot s / (fy \cdot d)$ = 18.56 · 20 / (4.2·39.4) = 2.24 cm^2/m

→ Se disponen estribos ϕ8a20 (medidos en sentido vertical), con lo que se obtiene 5 barras ϕ8 / m (2.51 cm^2/m) en sentido perpendicular al plano del muro cada 20 cm medidos en sentido vertical. Esta armadura se dispone en los alrededores de las zonas más solicitadas por corte, en toda la zona de espesor aumentado, de 1.50 m de longitud en los muros del canal.

Para los muros ala, la zona que excede la capacidad al corte del hormigón se limita a las inmediaciones de las esquinas, donde se sobrepasa ligeramente la capacidad del hormigón ($V_{s,\ req}$ = 2.2 ton/m) se dispone estribos ϕ8 a 15, en forma análoga para el radier, manteniendo el espesor de 30 cm indicado anteriormente.

Losa

La losa presenta cortes máximos en ambas direcciones que son menores al corte nominal minorado resistido por el hormigón, por lo que no se requiere refuerzos.

Resumen refuerzos de corte proyectados

Las figuras siguientes presentan resumen de los refuerzos de corte proyectados, indicados en los párrafos anteriores.

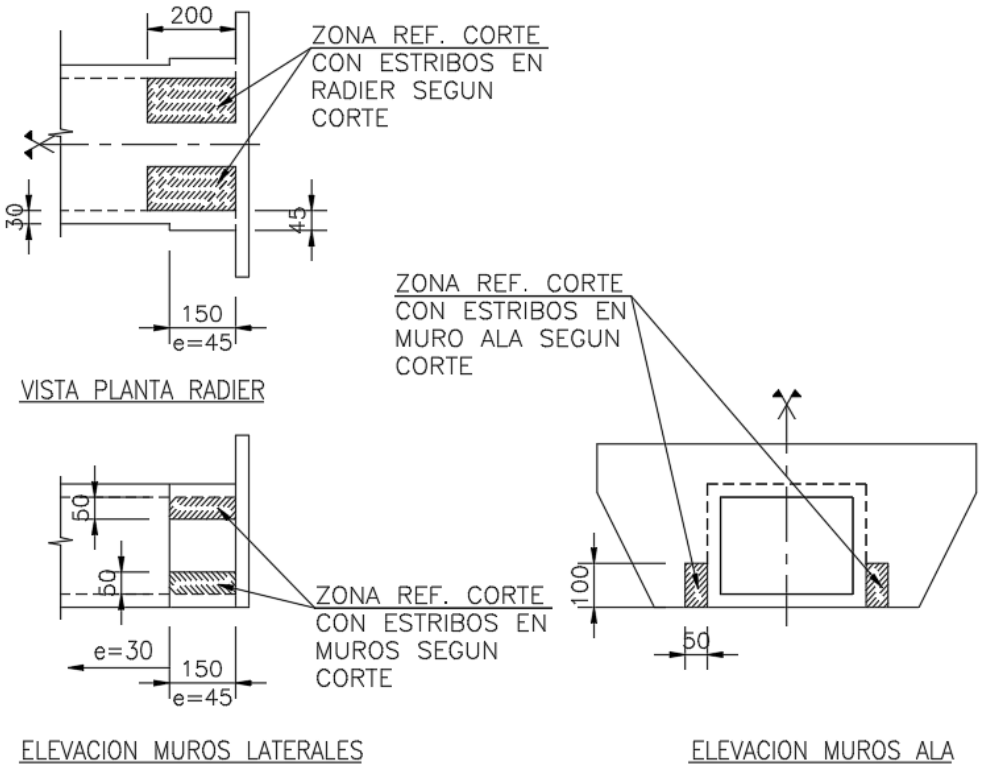
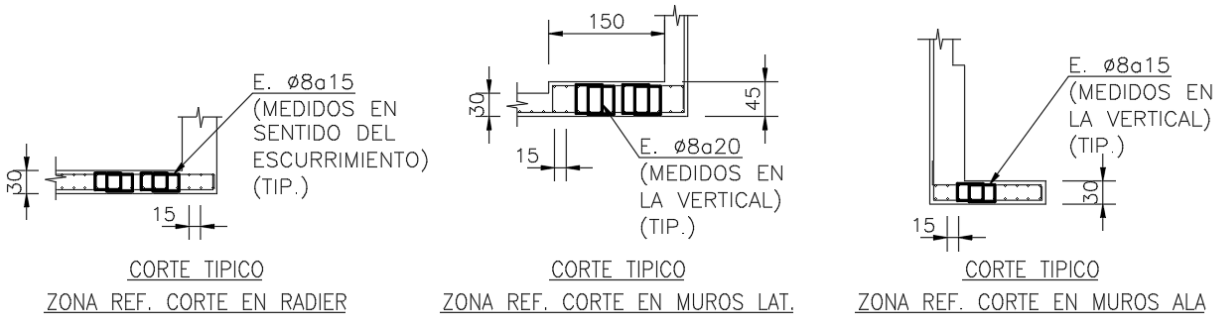


Figura 192 – Disposición general de refuerzos de corte en muros y radier



Refuerzos flexión:

Los cuadros siguientes muestran las armaduras determinadas para las solicitaciones de flexión en muros, radier y losa.

Tabla 37 - Armaduras longitudinales (losa, radier, muros canal) / horizontales (muros ala)

Elem.	Cara	e (cm)	$M_{u,\ diseño}$ (ton·m/m)	$A_{s,\ min}$ (cm2/m)	$A_{s,\ calculo}$ (cm2/m)	$A_{s,\ req.}$ (cm2/m)	Armadura dispuesta		
							Fe.	cm2/m	
LR	Int.	30	-1.25	8.17	1.36	5.24	Ø10a15	5.24	
	Ext.	30	0.72	8.17	0.78	5.24	Ø10a15	5.24	
MC	Int.	45	-0.44	13.17	0.3	5.24	Ø10a15	5.24	
	Ext.	45	6.61	13.17	4.48	5.97	Ø10a15+s.Ø8a15	8.59	(1)
LC	Int.	30	-2.43	8.17	2.65	5.24	Ø10a15	5.24	
	Ext.	30	1.16	8.17	1.25	5.24	Ø10a15	5.24	
MA	Canal	35	-0.79	9.83	0.71	5.24	Ø10a15	5.24	
	Rell.	35	7.04	9.83	6.45	8.60	Ø10a15+s.Ø10a15	10.47	

(1) Zona de unión con muro ala (espesor típico e=30 cm, $\phi \cdot M_n$=4.75 ton·m/m, mayor que las solicitaciones)

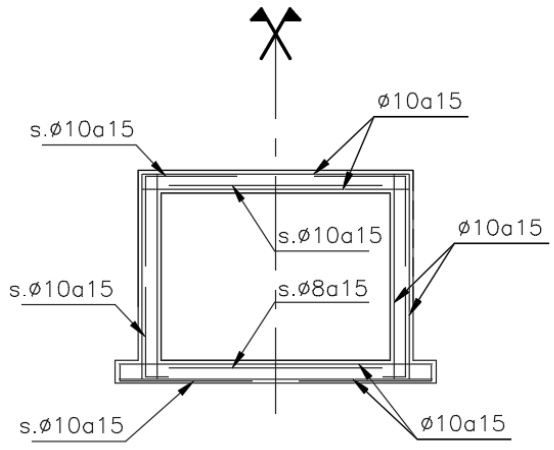
Tabla 38 - Armaduras transversales (losa, radier) / verticales (muros canal) / verticales (muros ala)

Elem.	Cara	e (cm)	$M_{u,\ diseño}$ (ton·m/m)	$A_{s,\ min}$ (cm2/m)	$A_{s,\ calculo}$ (cm2/m)	$A_{s,\ req.}$ (cm2/m)	Armadura dispuesta		
							Fe.	cm2/m	
LR	Int.	30	-7.18	8.17	8.01	8.17	Ø10a15+s.Ø8a15	8.59	(2)
	Ext.	30	8.24	8.17	9.24	9.24	Ø10a15+s.Ø10a15	10.47	(3)
MC	Int.	45	-0.79	13.17	0.53	5.24	Ø10a15	5.24	
	Ext.	45	8.30	13.17	5.64	7.52	Ø10a15+s.Ø10a15	10.47	(4)
	Int.	30	-0.79	8.17	0.86	5.24	Ø10a15	5.24	
	Ext.	30	8.30	8.17	9.31	9.31	Ø10a15+s.Ø10a15	10.47	(4)
LC	Int.	30	-7.97	8.17	8.93	8.93	Ø10a15+s.Ø10a15	10.47	(2)
	Ext.	30	4.08	8.17	4.48	5.97	Ø10a15+s.Ø10a15	10.47	(3)
MA	Canal	35	-1.07	9.83	0.97	5.24	Ø10a15	5.24	
	Rell.	35	1.66	9.83	1.5	5.24	Ø10a15	5.24	

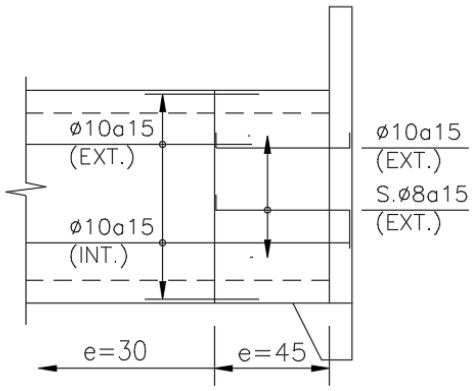
(2) Vanos, cara superior radier, cara inferior losa
(3) Costados de radier y losa, encuentro con muros (cara exterior)
(4) Encuentro muros con losa y radier (cara exterior)

En los cálculos se consideró lo siguiente:

f'c =	250	kg/cm2
fy =	4200	kg/cm2
Rec. =	5.5	cm
$A_{s,\ min,\ RyT}$ =	5.24	cm2/m (e=30 cm)



DIST. TIPICA ENF. TRANSVERSAL



ARMAD. LONG. MUROS

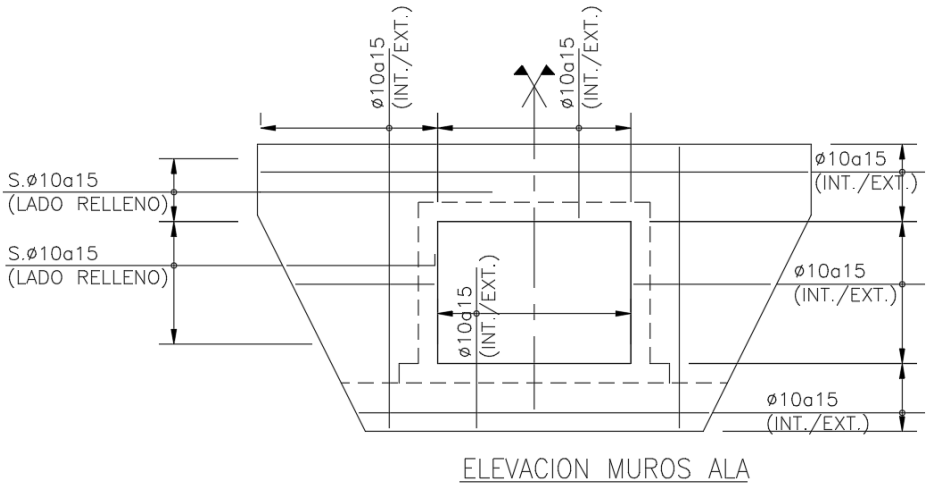


Figura 193 – Esquemas distribución de armaduras

11.9 ANÁLISIS DE FISURACIÓN PARA CONDICIONES DE SERVICIO

Se verifica la fisuración de acuerdo con la teoría indicada en ACI 318-95, para las secciones analizadas para las condiciones de servicio, considerando la máxima solicitación de momento. La fisuración máxima admisible es $w_{máx}$ = 0.20mm.

Tabla 39 - Fisuración "w" en condición de servicio – análisis longitudinal (muros canal, radier y losa) / horizontal (muros ala)

Elem.	Cara / dir	M_s (ton·m/m)	e (cm)	Armadura disp.		s (cm)	fs (t/cm2)	Z (ton/cm)	w (mm)
				Fe.	cm2/m				
LR	Int. / x	-0.603	30	Ø10a15	5.24	15	0.54	5.54	0.07
	Ext. / x	0.364	30	Ø10a15	5.24	15	0.326	3.34	0.04
MC	Int. / x	-0.319	45	Ø10a15	5.24	15	0.177	1.82	0.02
	Ext. / x	3.287	45	Ø10a15+s. Ø8a15	8.59	7.5	1.114	9.07	0.12
LC	Int. / x	-0.528	30	Ø10a15	5.24	15	0.473	4.85	0.06
	Ext. / x	0.309	30	Ø10a15	5.24	15	0.277	2.84	0.04
MA	Canal / x	-0.527	35	Ø10a15	5.24	15	0.392	4.02	0.05
	Rell. / x	3.383	35	Ø10a15+s. Ø10a15	10.47	7.5	1.26	10.26	0.13

Tabla 40 - Fisuración "w" en condición de servicio – análisis transversal (muros canal, radier y losa) / vertical (muros ala)

Elem.	Cara / dir	M_s (ton·m/m)	e (cm)	Armadura disp.		s (cm)	fs (t/cm2)	Z (ton/cm)	w (mm)
				Fe.	cm2/m				
LR	Int. / y	-3.454	30	Ø10a15+s. Ø8a15	8.59	7.5	1.887	15.37	0.20
	Ext. / y	3.886	30	Ø10a15+s.	10.47	7.5	1.742	14.19	0.18
MC	Int. / y	-0.079	45	Ø10a15	5.24	15	0.044	0.45	0.01
	Ext. / y	3.727	45	Ø10a15+s. Ø10a15	10.47	7.5	1.036	8.44	0.11
	Int. / y	-0.079	30	Ø10a15	5.24	15	0.071	0.73	0.01
	Ext. / y	3.727	30	Ø10a15+s. Ø10a15	10.47	7.5	1.671	13.61	0.18
LC	Int. / y	-1.798	30	Ø10a15+s. Ø10a15	10.47	7.5	0.806	6.56	0.09
	Ext. / y	1.059	30	Ø10a15+s. Ø10a15	10.47	7.5	0.475	3.87	0.05
MA	Canal / y	-0.32	35	Ø10a15	5.24	15	0.238	2.44	0.03
	Rell. / y	0.491	35	Ø10a15	5.24	15	0.365	3.74	0.05

Por lo tanto, el diseño cumple con la fisuración para todas las secciones.

11.10 ANÁLISIS DE PRESIONES DE CONTACTO EN EL SUELO PARA CONDICIONES DE SERVICIO

Para el cálculo de las presiones en el suelo de fundación se obtuvo las reacciones en la base para las combinaciones de servicio C1.1 a C4.4.

Por medio de una planilla Excel que calcula el área tributaria de cada nodo, se logra convertir la fuerza de reacción vertical en presión, obteniéndose el valor máximo y verificando su relación con la presión admisible del suelo de fundación. De este modo la máxima presión es de 0.98 kg/cm^2 para la combinación estática C3.6 (tránsito) y 1.02 kg/cm^2 para la combinación sísmica C4.2 (sismo actuando sobre estructura y agua interior).

Tabla 41 41 - Máximas presiones estática y sísmica en suelo de fundación

Condición	Presión de contacto máxima (kg/cm^2)	Combinación asociada
Estática	0.98	C3.6
Sísmica	1.02	C4.2

Se cumple con las tensiones máximas recomendadas por informe de suelos. En las figuras siguientes se puede ver esquemáticamente las reacciones en el modelo para las condiciones que presentan las máximas reacciones verticales.

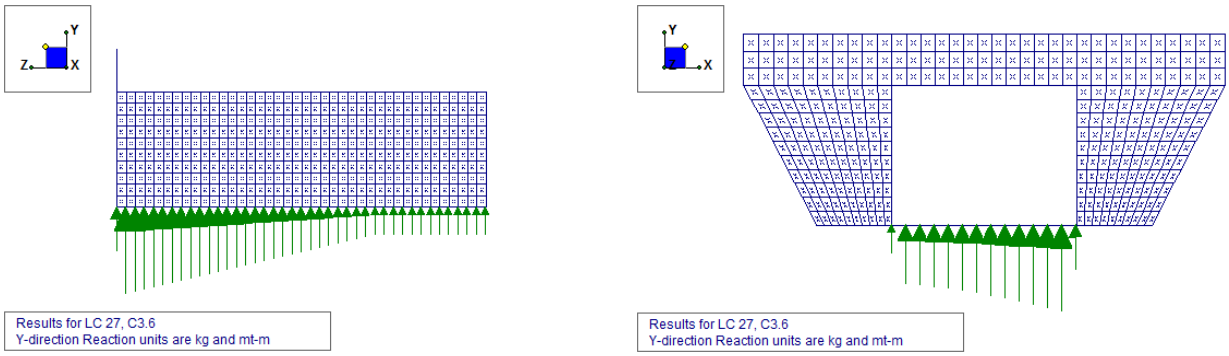


Figura 194 – Diagramas de reacciones para condición estática (combinación C3.6)

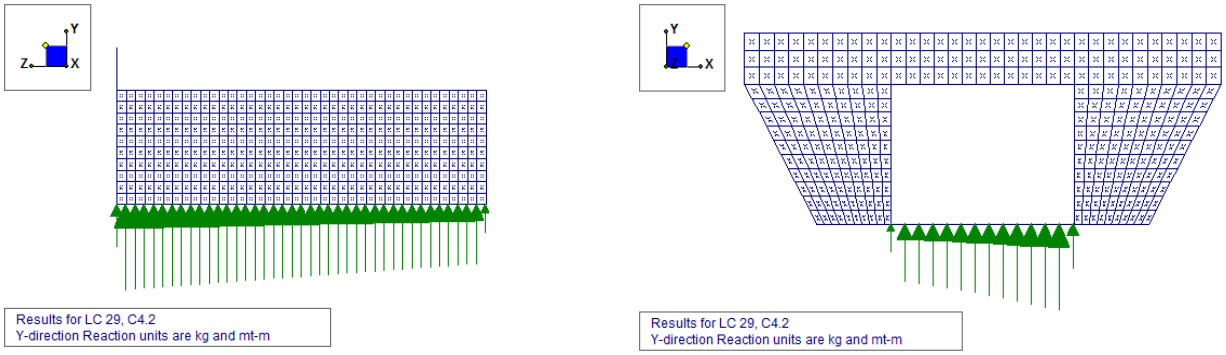


Figura 195 – Diagramas de reacciones para condición sísmica (combinación C4.2)

Respecto del porcentaje apoyado de la sección, la combinación de cargas más desfavorable corresponde a la C4.4 (sismo longitudinal), con un 80% de la sección apoyada, con lo que se cumple lo requerido por la normativa. La figura siguiente muestra en forma esquemática las reacciones para esta condición. La tensión de contacto máxima en esta combinación de cargas es de 0.63 kg/cm^2.

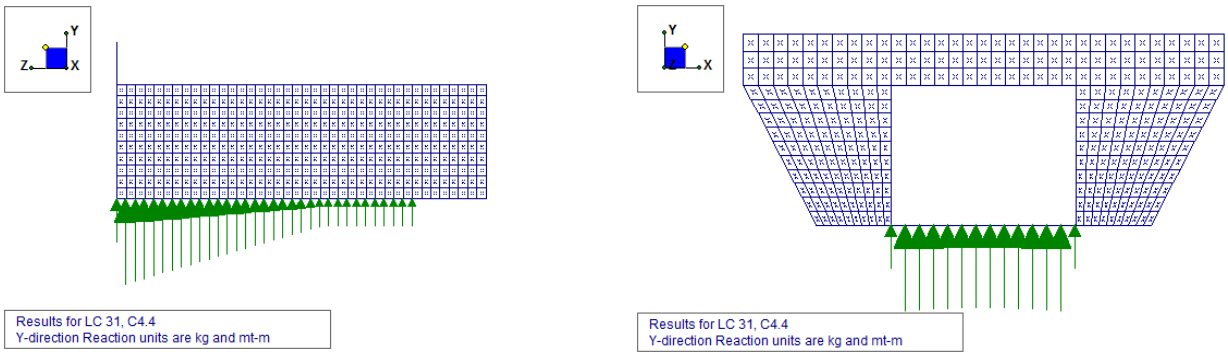


Figura 196 – Diagramas de reacciones para condición sísmica (combinación C4.4)

Anexo 9.1.2

Cruce Ferroviario

PROYECTO CANAL DE EVACUACIÓN DE AGUAS LLUVIAS
SANTA MARTA

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL
CRUCE FERROVIARIO CAMINO MELIPILLA

Rev.F

Mauricio Muñoz Piña

Ingeniero Civil
Universidad Central

Santiago, 29 de diciembre de 2022

1. DESCRIPCIÓN

El proyecto **ALLDP-58 Diseño Definitivo Canal de Evacuación de Aguas lluvias Santa Marta** considera un cruce bajo la línea ferroviaria en Camino Melipilla, por lo que se requiere su verificación especialmente al ser solicitado por la carga móvil del tren tipo establecido en Norma Técnica Diseño Puentes Ferroviarios de EFE (NT-01-02-01).

La presente memoria expone el cálculo y diseño estructural de la sección tipo del canal rectangular 3,0x2,2m en cruce ferroviario a una profundidad de la clave de 3,8m respecto a la cota de terreno. Se muestra una planta con la ubicación del cruce y un corte de la sección crítica.

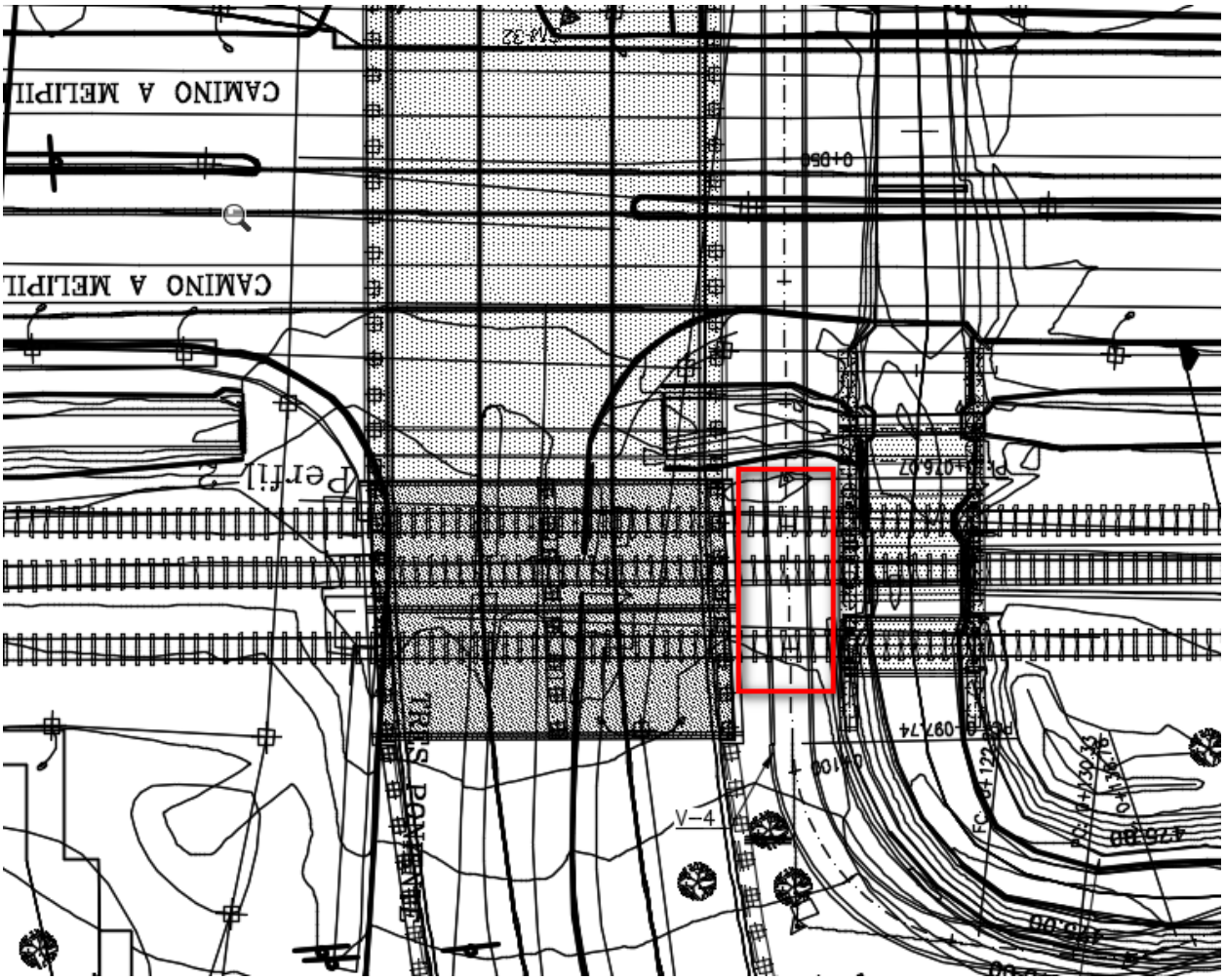


Figura 1 – Planta y ubicación del cruce (bajo 3 líneas ferroviarias)

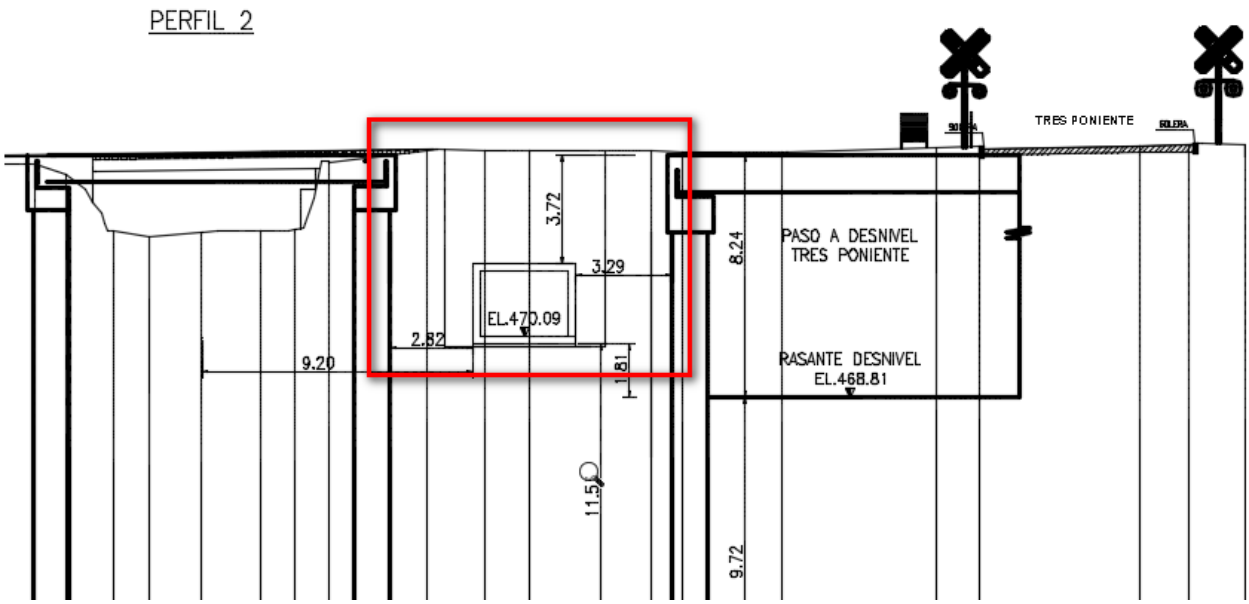


Figura 2 – Sección crítica (profundidad de la clave 3,72m)

Para el diseño se cuenta con los siguientes antecedentes:

- Planos hidráulicos (planta, perfil y secciones) del cruce bajo línea ferroviaria.
- Manual de obras de Atravieso y Paralelismos (EFE).
- Norma Técnica Diseño de Puentes Ferroviarios (NT-01-02-01)
- Informe Referencial de Mecánica de Suelos (R&V Ingenieros, abril 2020)*

*para la caracterización del suelo de fundación en sector del cruce de ferrocarril se tomaron las características y del suelo evidenciado en calicatas C2 y C3 del Informe de Suelos, donde se refleja un suelo en base a gravas con matriz areno arcillosa (Suelo tipo III) para las profundidades en que se fundará el cajón).

Calicata	Estratigrafía Resumida	Clasificación de dureza ex DOS (Trabajabilidad)	Profundidad de la napa (m)	Taludes de trabajo (V:H)
C2	**0.00-1.30m Rellenos compuestos por suelos finos y gravas.**	Suelo tipo III	---	1:1 (V:H) o vertical entibado.
	1.30 – 6.0m Gravas en matriz areno arcillosa a arenosa.	Suelo tipo III	---	3:2 (V:H) o vertical entibado.

Calicata	Estratigrafía Resumida	Clasificación de dureza ex DOS (Trabajabilidad)	Profundidad de la napa (m)	Taludes de trabajo (V:H)
C3	**0.00-0.80m Rellenos compuestos por suelos finos.**	Suelo tipo III	---	1:1 (V:H) o vertical entibado.
	0.80 – 6.0m Gravas en matriz areno arcillosa a arenosa.	Suelo tipo III	---	3:2 (V:H) o vertical entibado.

Para el análisis del cajón en el cruce se realiza un modelo computacional bidimensional en programa Risa3D.

2. BASE DE CÁLCULO

Cargas — Peso específico normal suelo relleno lateral: 2.0 ton/m^3

Tren de carga tipo Cooper E-80 (Anexo 4 Manual de atraviesos)

Materiales

Hormigón estructural:	G25
Hormigón emplantillado:	G5
γh (peso especifico hormigón):	2.5 ton/m^3
Acero refuerzo (f_y=4200 kg/cm^2):	A630-420H

Datos del suelo

σ_{est} =	6.0 kg/cm^2
σ_{sis} =	9.0 kg/cm^2
k_{30} =	5.0 kg/cm^3

ϕr (ángulo fricción)* =	40°
Ko (constante de empuje en reposo)* =	0.36

*estos parámetros son típicos para un relleno granular de suelo sobre las paredes laterales del ducto. Los empujes laterales se tomarán en condición de reposo.

Los valores señalados como tensiones admisibles estática y sísmica (6,0 kg/cm^2 y 9,0 kg/cm^2 respectivamente) del suelo fueron recomendados por especialista de suelos en documento 23442 PRE Canal Santa Marta, de abril 2021 (se entrega en Anexo III). Se muestra la tabla referida de dicho documento para matriz de grava (unidad U2).

Unidad	Capacidad de soporte (kg/cm²)		Constante de balasto (kg/cm³)	
	Estática	Sísmica	Estática	Sísmica
Gravas (U2)	6.00	9.00	40.00	60.00

También se puede observar que la constante de balasto recomendad es altísima, por lo tanto como criterio conservador y para tener un mayor efecto sobre la deformación de la estructura apoyada en el suelo y sobre sus esfuerzos, se opta por utilizar un valor máximo de 5,0 kg/cm^3.

Datos sísmicos	Zona sísmica =	2
	Ao/g=	0.3
	Coef. Sís.máx.=	0.2
	C_R (coeficiente para empuje sísmico)* =	0,5

*se considera como empuje sísmico la recomendación de la NCh433.2009 y D.S 61, al aplicar la siguiente carga uniforme en toda la altura, considera que el ducto es indeformable al estar enterrados y presenta una alta rigidez a la deformación lateral.

$$\sigma_s = 0{,}3*C_R*\gamma*h*Ao/g$$

Se considera también como verificación de la magnitud de la carga, la expresión recomendada en el Manual de Carreteras, tomándose el criterio que entregue el mayor empuje sísmico lateral (capítulo 3.1003.5 Estructuras Enterradas tipo Marco o Cajón). Se aplica a la sección del cajón

una desangulación sísmica del suelo dada por la siguiente tabla (para aceleración máxima a_o = 0,4g y asumiendo suelo gravo arenoso):

Tipo de suelo	Desangulación de diseño, θ_s		
	a_o = 0,3 g	a_o = 0,4 g	a_o = 0,5 g
Arenas	$7,5x10^{-4}$	$13x10^{-4}$	$20x10^{-4}$
Gravas arenosas	$2,5x10^{-4}$	$4x10^{-4}$	$5,5x10^{-4}$
Suelos finos y suelos con cementación			
q_u (kgf/cm^2)			
0,25	$18x10^{-2}$	$30x10^{-2}$	$44x10^{-2}$
1,00	$5,0x10^{-3}$	$21x10^{-3}$	$45x10^{-3}$
2,00	$11,0x10^{-4}$	$22x10^{-4}$	$35x10^{-4}$
4,00	$4,0x10^{-4}$	$6x10^{-4}$	$8,5x10^{-4}$
8,00	$2,5x10^{-4}$	$4x10^{-4}$	$5,5x10^{-4}$

Figura 3 – Deformación angular θ_s máxima según Manual de Carreteras para distintos tipos de suelo

θ_s = 0,0004

Se aplica a la sección un empuje de distribución triangular invertido de modo de producir la desangulación indicada (método simplificado), por lo tanto y dado que la altura del cajón medida entre ejes del radier y losa es de 2,5m, se tendrá la siguiente deformación lateral:

$$\Delta = 0,0004*250 = 0,1cm.$$

Para la aplicación de esta deformación ver detalle del análisis más adelante.

Consideraciones especiales

- Para la obtención de esfuerzos se modeló la estructura con elementos finitos unidimensionales en programa RISA3D (modelo plano).
- Respecto al análisis de estabilidad, las presiones sobre el suelo de fundación se obtienen del mismo modelo aplicando las combinaciones de carga indicadas en ítem 4 (máxima presión estática y sísmica en el suelo).
- No se realizan análisis de deslizamiento ni volcamiento por la condición de enterramiento que hace casi imposible ambos fenómenos.

- La presión lateral del suelo sobre los muros se aplica en condición de empuje en reposo.
- Por seguridad de la obra se considera el caso en que el canal pueda estar absolutamente lleno de agua en el interior. Por lo anterior se considera un caso "normal" con cajón lleno y altura de agua 2,2m (sin presión).
- Las armaduras mínimas (repartición) por criterio de retracción de fraguado y temperatura según norma británica BS 8007.
- Pese a que no hay información de napa en la zona, se considera igualmente y como criterio de seguridad, que el suelo colindante que empuja al cajón podría estar eventualmente saturado y produciendo empuje hidrostático desde el suelo a las paredes de la estructura.

Normas y criterios utilizados

- Cálculo de armaduras por método LRFD (cargas mayoradas y reducción de resistencia) indicado en código ACI 318-08.
- Verificación de espesores por método de tensiones admisibles.
- Verificación de armadura mínima por retracción y temperatura de acuerdo a norma británica BS8007 (ver nota a continuación).
- Manual de Obras de Atraviesos y Paralelismos de EFE

Nota = De acuerdo a experiencia del consultor se utiliza también el criterio de BS8007 debido a que su amplio uso en estructuras hidráulicas ha ido de la mano con un correcto funcionamiento de las estructuras para evitar fisuración por concepto de retracción de fraguado y temperatura, debido a que no solo se establecen cuantías mínimas sino que además se calcula en específico un ancho de fisuración por este concepto, por lo tanto sostiene una base analítica adecuada. No obstante lo anterior, se compara con lo recomendado por Manual de Carreteras Tabla 3.1003.608A y se cumple también con esta recomendación (para e=30cm MC indica 1,2 por mil en cada cara [3,6 cm^2/m] y la sección dispone de armadura de repartición 12a20, cumpliendo con ello).

TABLA 3.1003.608.A
CUANTIAS MINIMAS EN CADA CARA Y EN CADA DIRECCION EN FUNCION DEL ESPESOR DEL ELEMENTO, POR METRO DE LARGO.

H(cm)	ρ_{min} ($^0/_{00}$)	A_{min} (cm^2xcara/m)
20	1.57	3.14
25	1.255	3.14
30	1.20	3.6
35	1.1	3.85
40	1.0	4.0
50	0.9	4.5
60	0.9	5.4
70	0.9	6.3
80	0.9	7.2
90	0.9	8.1
100	0.9	9.0
110	0.9	9.9
120	0.9	10.8
130	0.9	11.7
140	0.9	12.6
150	0.9	13.5

3. MODELO DE ANÁLISIS

Se modela el cajón en el programa de análisis RISA3D, utilizando elementos finitos del tipo "frame". Las dimensiones interiores son las definidas por proyecto hidráulico y el objetivo de la presente memoria es definir los espesores y armaduras necesarias para cumplir con los requisitos de resistencia y servicio.

La vinculación con el suelo se considera lo siguiente:

- El ducto se apoya verticalmente sobre resortes de compresión con constante de balasto k30 = 5,0 kg/cm^3. El programa permite ingresar este valor asignado al balasto y lo convierte en un resorte traslacional (kg/cm) multiplicando la constante de balasto por el área tributaria del nodo respectivo. Cabe señalar que la constante de balasto k30 se convierte previamente al valor de k para base rectangular, lo que da un valor aprox. de 1,0 kg/cm^3 que corresponde al balasto utilizado en el modelo.
- Para el modelo debe definirse si un resorte es de "tracción" o de "compresión", para lo cual debe respetarse lo siguiente: Un resorte de compresión es aquel que funciona o "reacciona" para deformación en la dirección contraria al eje global.

4. CASOS Y COMBINACIONES DE CARGAS

Los siguientes casos de carga son considerados en todas las combinaciones (para el peso propio el programa da la opción de aplicarlo automáticamente con un factor “-1” en la dirección global “Y”).

BLC1 : peso propio
BLC2 : peso suelo de cobertura sobre la clave h=3,8m
BLC3 : empuje exterior estático de suelo húmedo
BLC4 : empuje exterior estático de suelo sumergido
BLC5 : agua exterior (en el suelo)
BLC6 : agua interior normal (en tope cajón)
BLC7 : empuje sísmico transversal del suelo
BLC8 : empuje sísmico transversal de la estructura
BLC9 : empuje sísmico del agua interior
BLC10 : sobrecarga ferrocarril

Se muestra a continuación el modelo estructural utilizado. Los cachos rígidos corresponde al empotramiento de 15cm medido desde la cara libre de los elementos (losas o muros) hasta el eje del elemento de encuentro (considerar que toda la sección tiene 30cm de espesor).

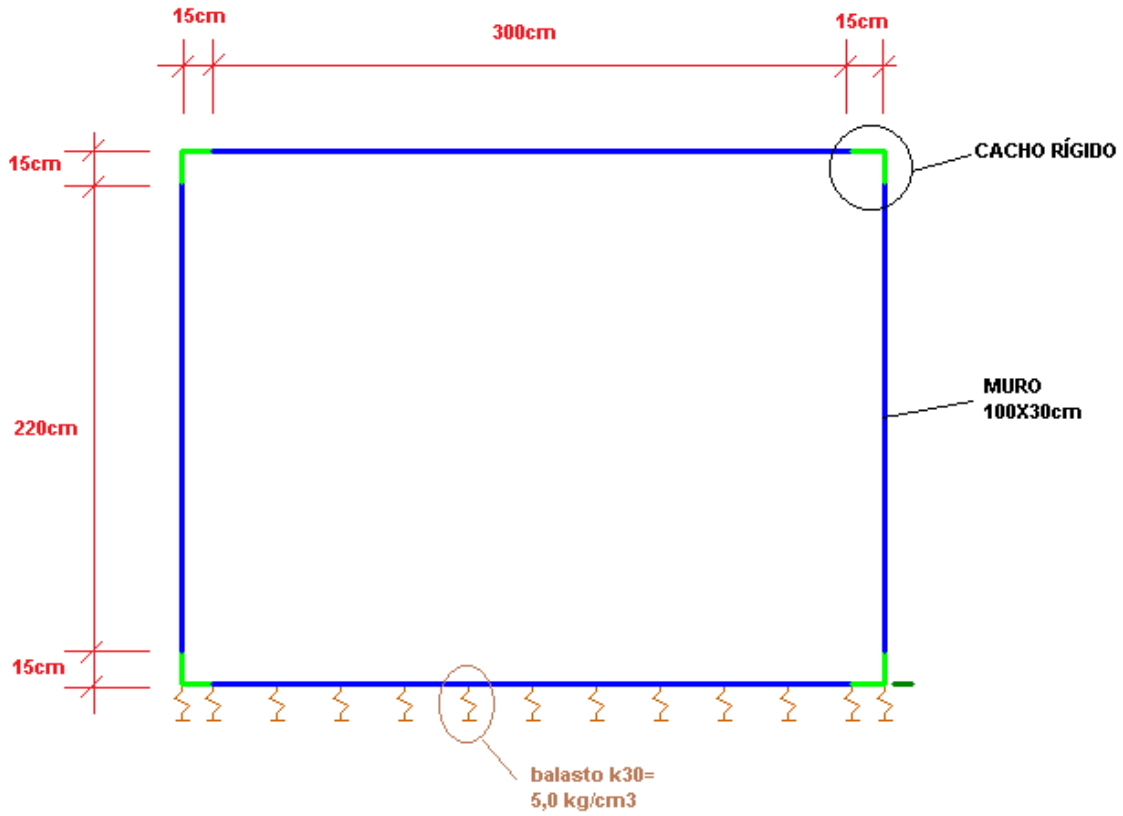


Figura 4 – Modelo estructural para Risa3D

A modo de ejemplo se muestran gráficamente estas condiciones de cargas aplicadas sobre el modelo.

BLC1, Peso propio

El programa permite incorporar el peso propio de la estructura aplicando el factor “-1” en la dirección global “Y” que corresponde al eje vertical.

BLC2, Peso de suelo sobre la clave h=3,8m

Se acuerdo a plano hidráulico en la zona del cruce la clave del ducto está a 3,72m de profundidad, y se aproxima a 3,8m para efectos del modelo.

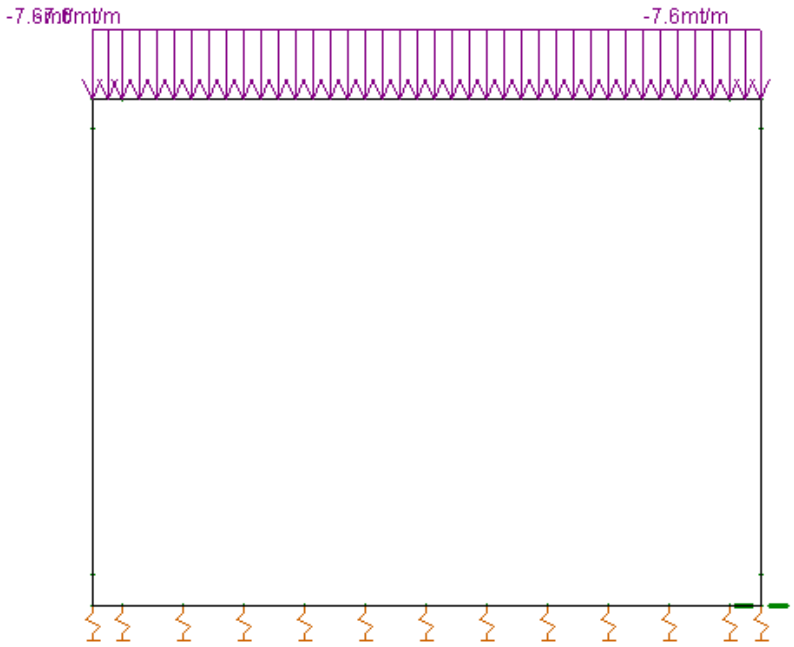


Figura 5 – Carga del suelo sobre el ducto

BLC2, empuje estático exterior de suelo húmedo

La variación lineal del empuje de suelo en la profundidad se representa como carga trapezoidal, siendo el máximo valor de 4,54 ton/m en la base del muro y disminuye hasta 2,74m en el extremo superior de muros, considerando peso específico húmedo $\gamma_{húm}$ = 2,0 ton/m^3 y condición de empuje en reposo con Ko=0,36 para ϕ=40°.

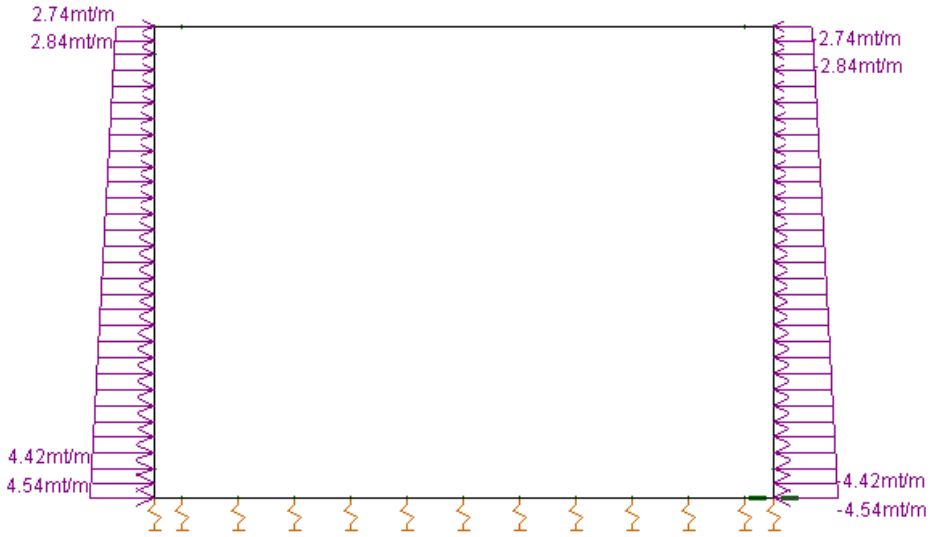


Figura 6 – Empuje estático exterior de suelo húmedo

Empuje estático exterior de suelo sumergido

Del mismo modo que en el caso húmedo, pero con peso específico sumergido (boyante) γ_{sum}=1,0 ton/m^3.

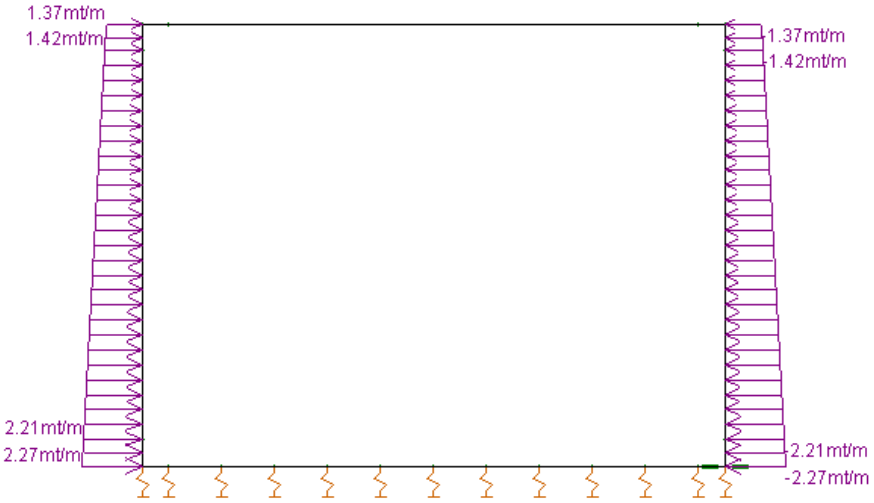


Figura 7 – Empuje estático exterior de suelo sumergido

Agua en suelo

Se dijo anteriormente que, pese a no informarse napa en el sector, se recurre a la sana costumbre (seguridad en el diseño) de considerar que el suelo puede saturarse de agua por diversas razones (lluvia especialmente), por lo que se tomará un nivel máximo de saturación de agua hasta la cota de terreno. Esta presión se aplica simultáneamente con la acción sumergida o boyante del suelo.

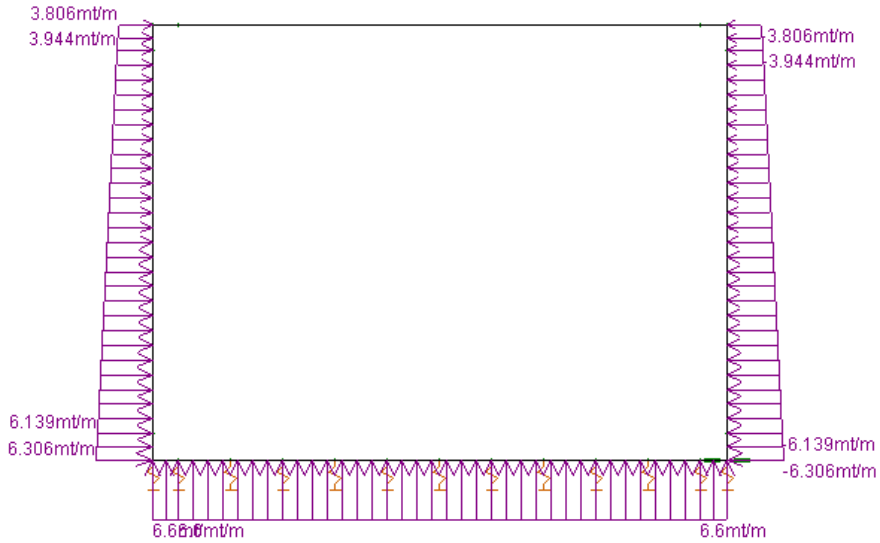


Figura 8 – Agua en el suelo

Agua interior (caso operación normal)

Se defina un nivel de agua en su interior hasta 2,2m que corresponde a la altura libre interior del ducto (agua a tope sin presión).

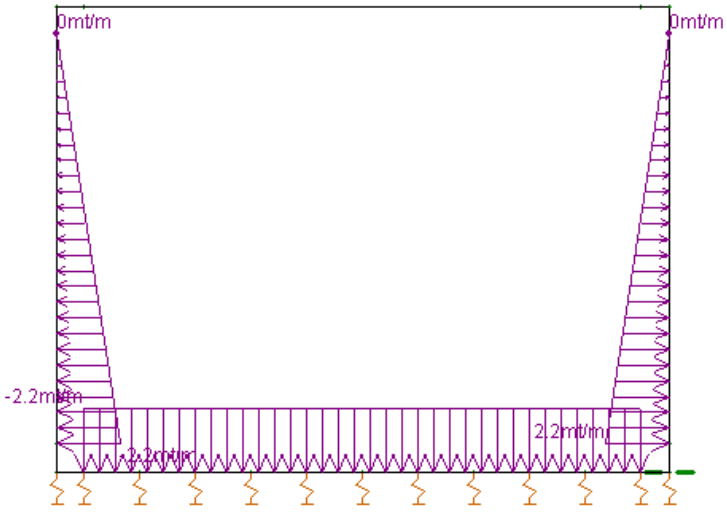


Figura 9 – Agua interior normal 2,2 ton/m2

Empuje sísmico del suelo en X

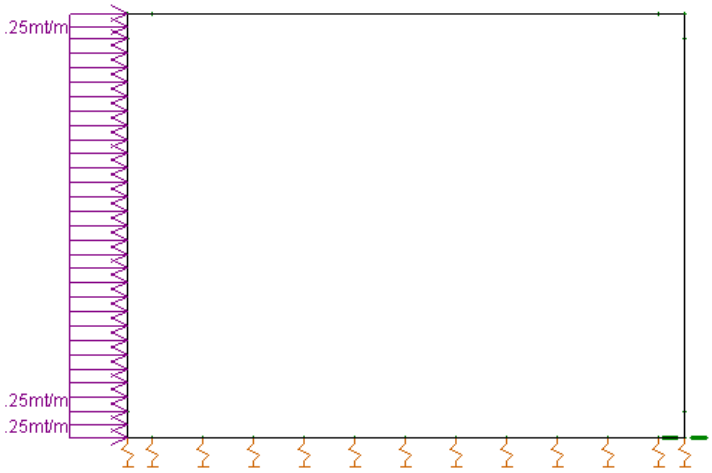


Figura 10 – Empuje sísmico transversal del suelo

Se aplica el empuje uniforme de la NCh433 para muros arriostrados. Se calcula entonces el empuje h=2,5m (altura interior + espesor de losa 30cm).

Para h = 2,8m => $q = 0{,}3 \cdot C_R \cdot \gamma \cdot h \cdot Ao/g = 0{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 2{,}0 \cdot 2{,}8 \cdot 0{,}3 = 0{,}25$ ton/m^2

Utilizando el empuje recomendado en el Manual de Carreteras se observa que la magnitud de ambos empujes producen la misma deformación lateral por lo que resulta equivalente e términos de solicitación.

Aplicando una carga con distribución triangular y empuje máximo en borde superior de 0,45 ton/m se obtiene una deformación ≈ 0,1cm como se indicó anteriormente (corresponde al valor proyectado de la deformación angular del suelo).

Por lo tanto ambos criterios implican una carga y efectos equivalentes sobre la estructura (se verifica en nodo 4 ubicado en borde superior izquierdo del cajón.

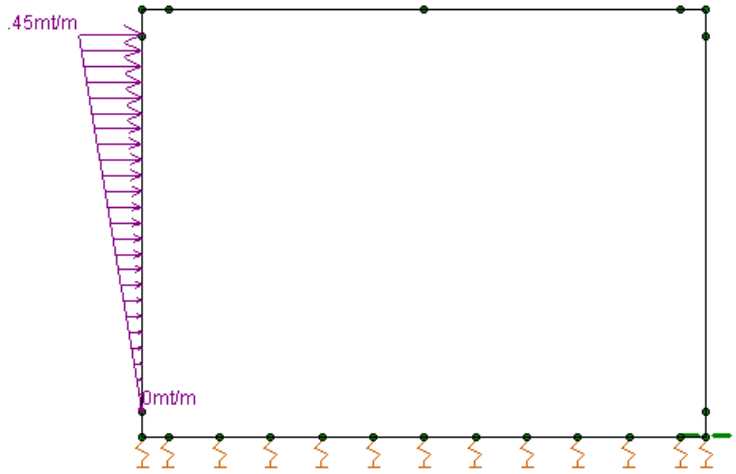


Figura 11 – Empuje sísmico según Manual de Carreteras para θ_s = 0,0004

Joint Deflections (By Combination)

	L...	Joint Label	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	X Rota
1	10	N1	0	-.205	0	
2	10	N2	0	-.299	0	
3	10	N3	.095	-.299	0	
4	10	N4	.095	-.206	0	
5	10	N5	0	-.205	0	
6	10	N6	0	-.287	0	
7	10	N7	.011	-.299	0	
8	10	N8	.094	-.299	0	
9	10	N9	.095	-.215	0	
10	10	N10	.095	-.299	0	
11	10	N11	0	-.205	0	

Figura 12 – Deformación máxima lateral por empuje del Manual de Carreteras

Joint Deflections (By Combination)

	L...	Joint Label	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	X Rota
21	10	N21	0	-.264	0	
22	10	N22	.095	-.288	0	
23	11	N1	0	-.206	0	
24	11	N2	0	-.297	0	
25	11	N3	.092	-.298	0	
26	11	N4	.092	-.207	0	
27	11	N5	0	-.205	0	
28	11	N6	0	-.286	0	
29	11	N7	.011	-.297	0	
30	11	N8	.092	-.298	0	
31	11	N9	.092	-.216	0	

Figura 13 – Deformación máxima lateral por empuje NCh433

Empuje sísmico del agua

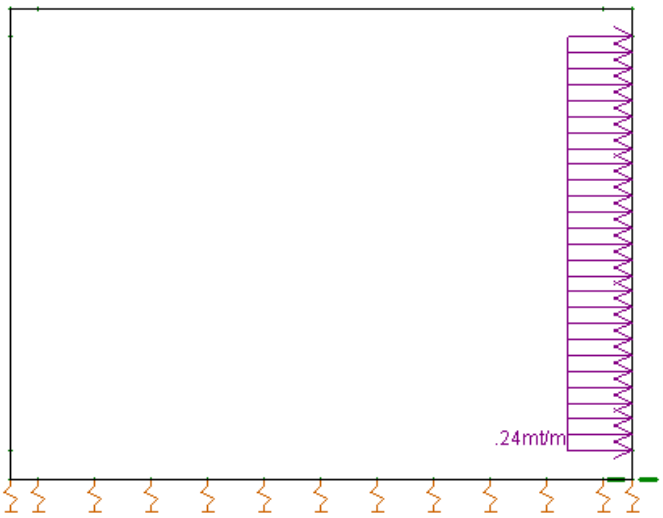


Figura 14 – Empuje sísmico del agua interior

El comportamiento hidrodinámico del agua se representa con el criterio de Westergaard recomendado ampliamente en los criterios de diseño de obras hidráulicas en general. Se trata de una simplificación que asigna a un muro una presión $q=0{,}55 \cdot c_s \cdot h = 0{,}11 \cdot h$ (donde c_s es el coeficiente sísmico, 0,2 en nuestro caso). Entonces para el muro de h=2,2m se aplica una presión uniforme q = 0,24 ton/m^2.

Sobrecarga del ferrocarril

En dirección del paso del tren la carga es uniformemente repartida y corresponde al tren tipo Cooper E-80 del Manual de EFE, con una carga máxima de 36 ton por eje y 1,5m entre ejes de ruedas, lo que da una carga distribuida de 24 ton/m (es la mayor concentración de carga pues el tren tiene distintos pesos y distancias por eje).

Por otro lado y sentido transversal al paso del ferrocarril, se tienen 3 vías con una distancia máxima en rieles extremos de 12m. De acuerdo al Manual de Atraviesos y Cruces de EFE para el caso de 3 vías o líneas se debe tomar probabilísticamente el paso de 2 líneas con 100% de la carga más el 50% de la 3ra vía, lo que da una carga total de 60 ton/m.

Esta carga de 60 ton/m producida en superficie, se proyecta con un ángulo de inclinación de 25° en la profundidad (criterio comúnmente usado), por lo que a 3,8m de profundidad en la clave del ducto la carga a considerar es de 60/(12+3,8) = 3,8 ton/m en una sección de ancho unitario, como se muestra en las figuras siguientes:

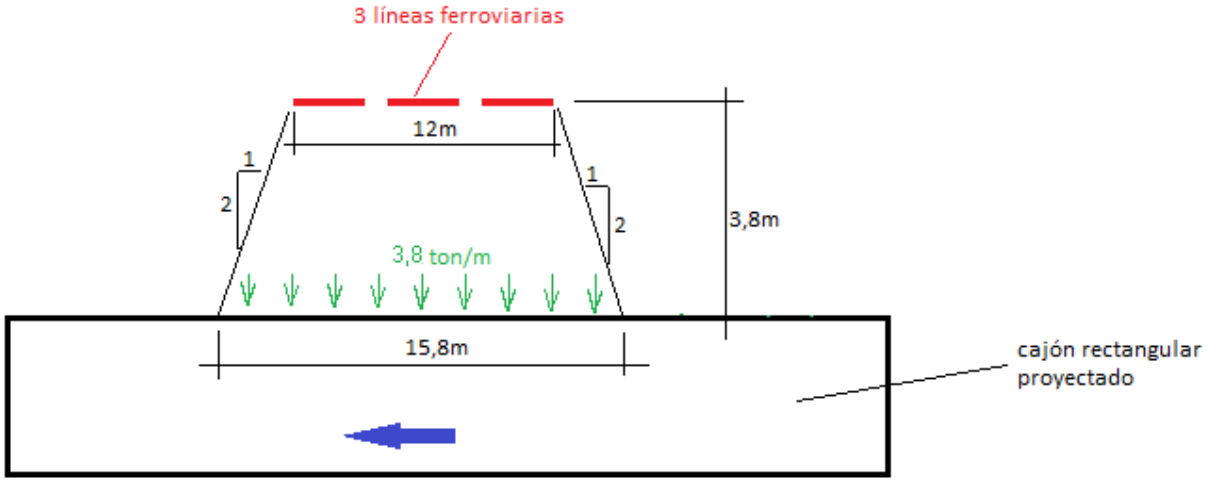


Figura 15 – Distribución de la sobrecarga de ferrocarril en la profundidad

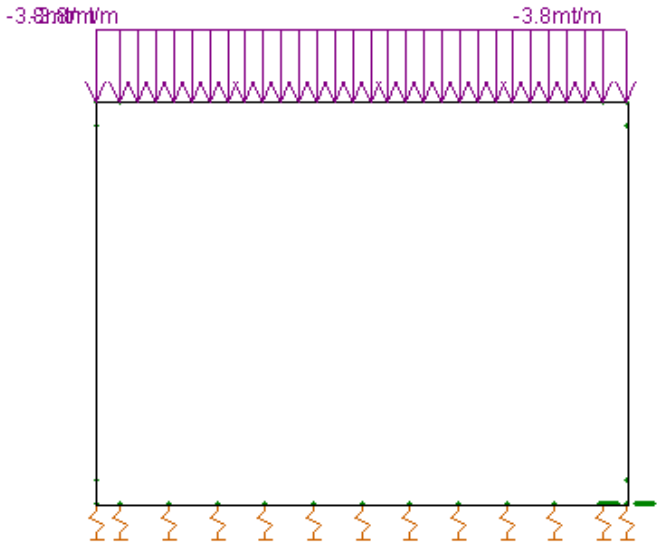


Figura 16 – Sobrecarga de ferrocarril

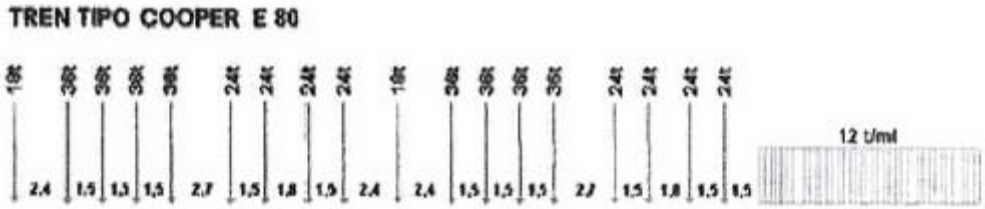


Figura 17 – Tren de carga (tipo Cooper E-80 según Manuel de Cruces y Atraviesos de EFE)

En las combinaciones siguientes C1 a C5 representan las cargas mayoradas para el cálculo de armaduras, mientras que las combinaciones C6 a C9 representan condiciones de servicio para verificación de espesores y presión sobre el suelo. Se usan las combinaciones de carga indicadas en Anexo 4 del Manual de Obras de Atraviesos y Paralelismos de EFE y se suman las combinaciones recomendadas por ACI318-08 también a modo de verificación de ambos criterios, diseñándose con el caso más desfavorable.

Grupo I =

1,4 (BLC1+BLC2+5/3BLC10+BLC3)

Grupo IA =

1,8 (BLC1+BLC2+BLC10+BLC3)

Grupo II =

1,4 (BLC1+BLC2+BLC3)

Grupo III =

1,4 (BLC1+BLC2+BLC10+BLC3)

Grupo IV =

1,4 (BLC1+BLC2+BLC3+BLC7+BLC8)

C1 : estática ext – mayorada =

1,2BLC1+1,2BLC2+1,6BLC4+1,2BLC5

C2 : estática int – mayorada =

1,4BLC1+1,4BLC2+1,4BLC6

C3 : sismo exterior – mayorada =

1,2BLC1+1,2BLC2+1,6BLC4+1,2BLC5+1,4BLC7+1,4BLC8

C4 : sismo interior – mayorada =

1,2BLC1+1,2BLC2+1,6BLC3+1,2BLC6+1,4BLC7+1,4BLC8+1,4BLC9

C5 : paso ferrocarril – mayorada =

1,2BLC1+1,2BLC2+1,6BLC3+1,2BLC6+1,6BLC10

C6 : estática ext – servicio =

BLC1+BLC2+BLC4+BLC5

C7 : estática int – servicio =

BLC1+BLC2+BLC6

C8 : máxima presión estática del suelo – servicio =

BLC1+BLC2+BLC3+BLC6+BLC10

C9 : máxima presión sísmica del suelo – servicio =

BLC1+BLC2+BLC3+BLC6+BLC7+BLC8+BLC9

5. VERIFICACIÓN DE FISURACIÓN POR RETRACCIÓN Y TEMPERATURA

Para la armadura de repartición (retracción y temperatura) se recurre a lo indicado en norma británica BS8007, que exige una cuantía ρ mínima de $f_{ct}/f_y = 0.0031$ (en toda la cara), siendo f_{ct} la resistencia a tracción del hormigón al 3er día (13 kg/cm^2 aproximadamente para G-25) y f_y la fluencia del acero de refuerzo (4200 kg/cm^2). No obstante, deberá calcularse el ancho de fisura $w_{máx}$ de acuerdo a la siguiente expresión:

$$w_{máx} = s_{máx} \cdot R \cdot \alpha \cdot (T_1 + T_2)$$

donde :

$s_{máx}$ = separación máxima entre fisuras, en mm.

R = coeficiente de restricción 0.5 para estructuras totalmente restringidas.

α = coeficiente de dilatación térmica del hormigón (12 E-6/°C)

T_1 = Diferencia entre el valor máximo alcanzado por el calor de hidratación y la temperatura ambiente. Deberá tomarse como mínimo 18°.

T_2 = Variación de temperatura estacional de verano a invierno. Se deberá adoptar un valor no inferior a 24°.

Para espesor 30cm y doble malla 18a20 se tiene:

$$s_{máx} = f_{ct}/f_b \cdot \phi/2\rho = 13/24 \cdot 18/(2 \cdot 0.00848) = 1061 \text{ mm}$$

⇨ $w_{máx}$ = 0.26mm menor a 0.4mm, cumple

siendo :

f_{ct} = resistencia a la tracción del hormigón G-25 al 3er día.

f_b = tensión media de adherencia entre el hormigón y la barra de acero (para barras estriadas de acero este valor es 24 kg/cm^2 según BS8007).

ϕ = diámetro de la barra de refuerzo (18mm).

ρ = cuantía de acero de la sección completa.

Para espesor 30cm y doble malla 12a20 se tiene (armadura de repartición):

$$s_{máx} = f_{ct}/f_b \cdot \phi/2\rho = 13/24 \cdot 12/(2 \cdot 0.00376) = 862 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \quad w_{máx} = 0.21\text{mm menor a } 0.3\text{mm, cumple}$$

Para la fisuración por flexión se aplica el criterio de Gergely-Lutz en condición de servicio (combinaciones C6 y C7). Se muestra a continuación la envolvente de momento para dichas combinaciones y se calcula la figuración bajo la siguiente fórmula (para Mmáx=6,8 ton*m que se produce casi de forma aproximada de igual modo en todos los elementos)):

$$Z = fs \cdot \sqrt[3]{(2d^2 s)}$$

$$fs = 1{,}15 \cdot M/(A_s \cdot d')$$

$$fs = 2364 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = 23{,}32 \text{ ton/cm}$$

$$w = 0{,}3 \text{ mm cumple}$$

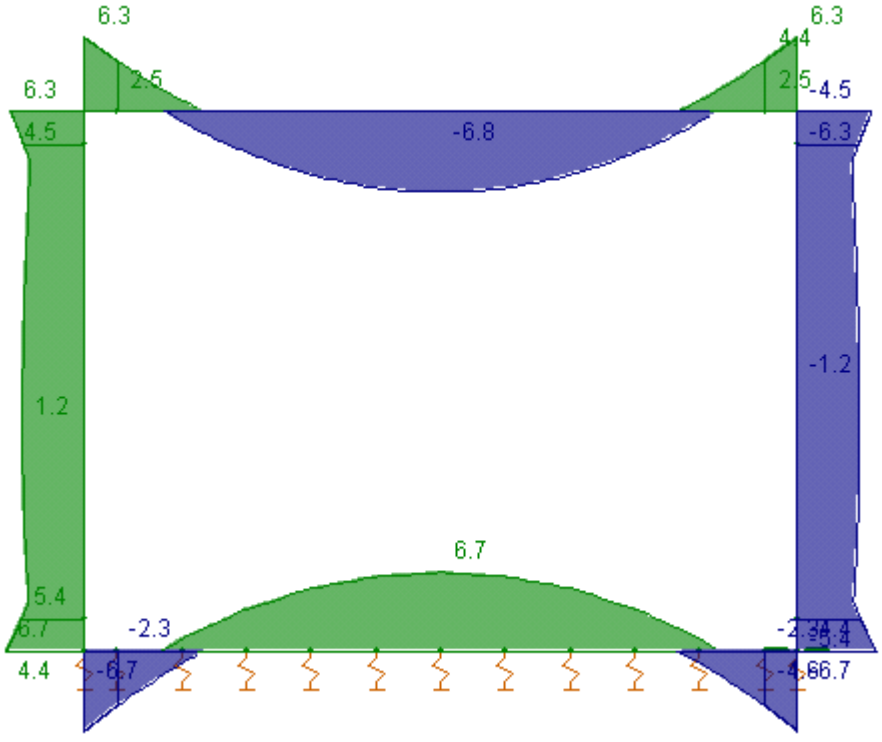


Figura 18 – Envolvente de esfuerzos en condición de servicio (C6 y C7)

6. CÁLCULOS DE ESFUERZOS Y RESULTADOS

Se muestran gráficamente los esfuerzos obtenidos del modelo Risa3D (envolvente).

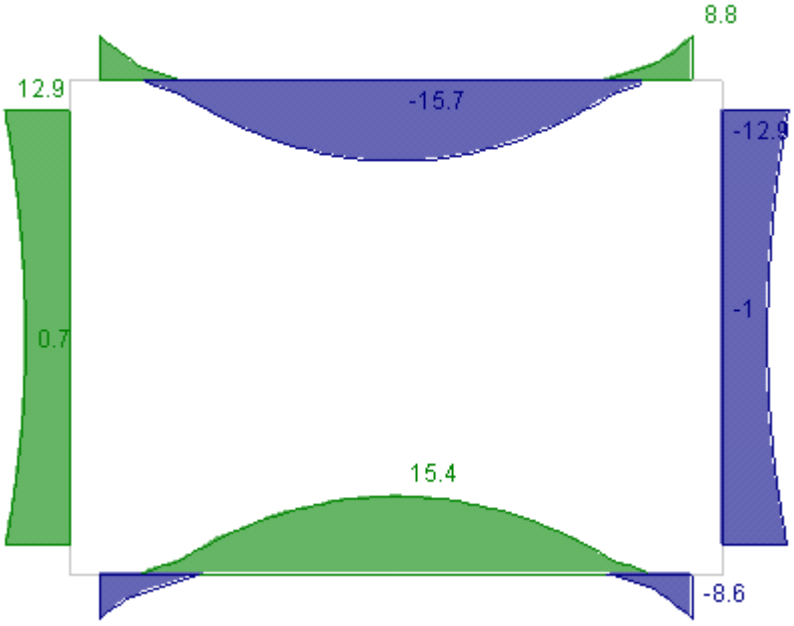


Figura 19 – Envolvente de momento flector

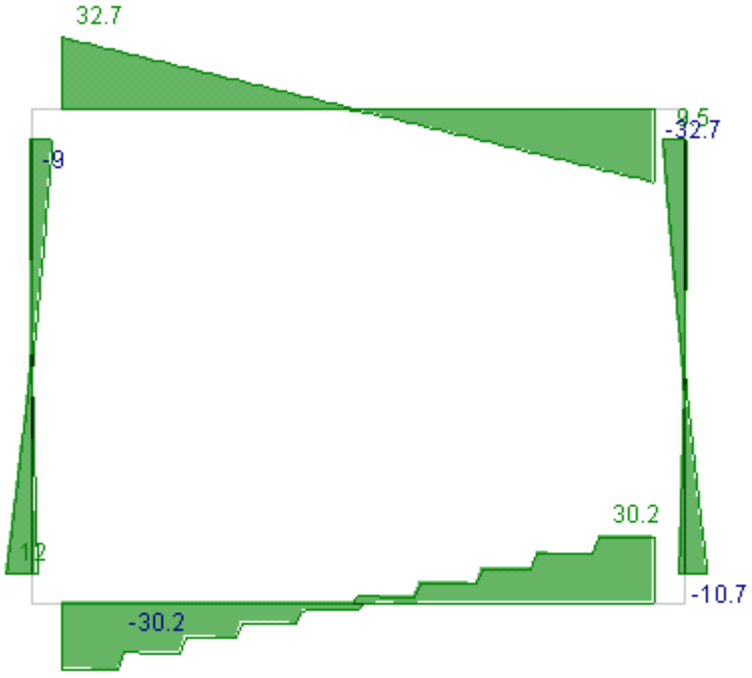


Figura 20 – Envolvente de corte

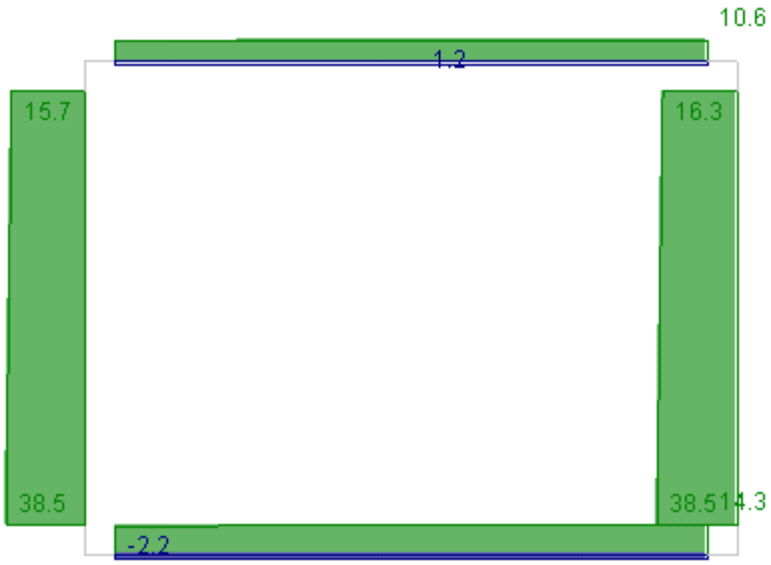


Figura 21 – Envolvente de cargas axiales

Los esfuerzos mayorados de diseño son los siguientes:

Losa superior

Mu_sup =8,8 ton*m

Mu_inf =15,7 ton*m

Vu = 32,7 ton

Nu = 10,6 ton

Muro

Mu =12,9 ton*m

Vu =12 ton

Nu = 15,7 ton (valor mínimo en extremo superior)

Losa inferior

Mu_sup =15,4 ton*m

MU_inf = 8,6 ton*m

Vu = 30,2 ton

Nu = 14,3 ton

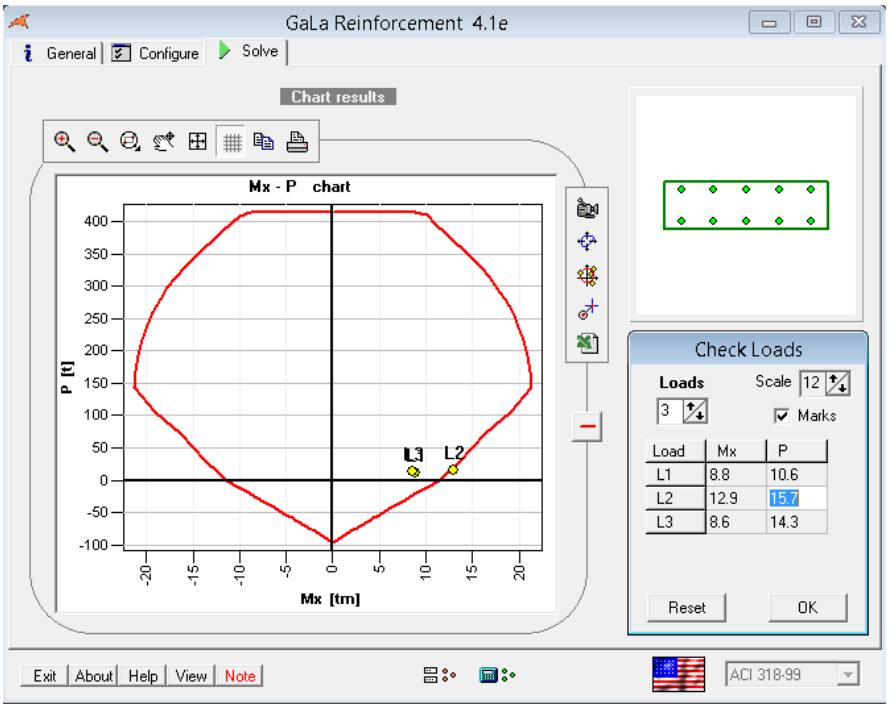


Figura 22 – Diagrama de interaccón M-P para sección 100x30cm y malla 18a20 (cara superior)

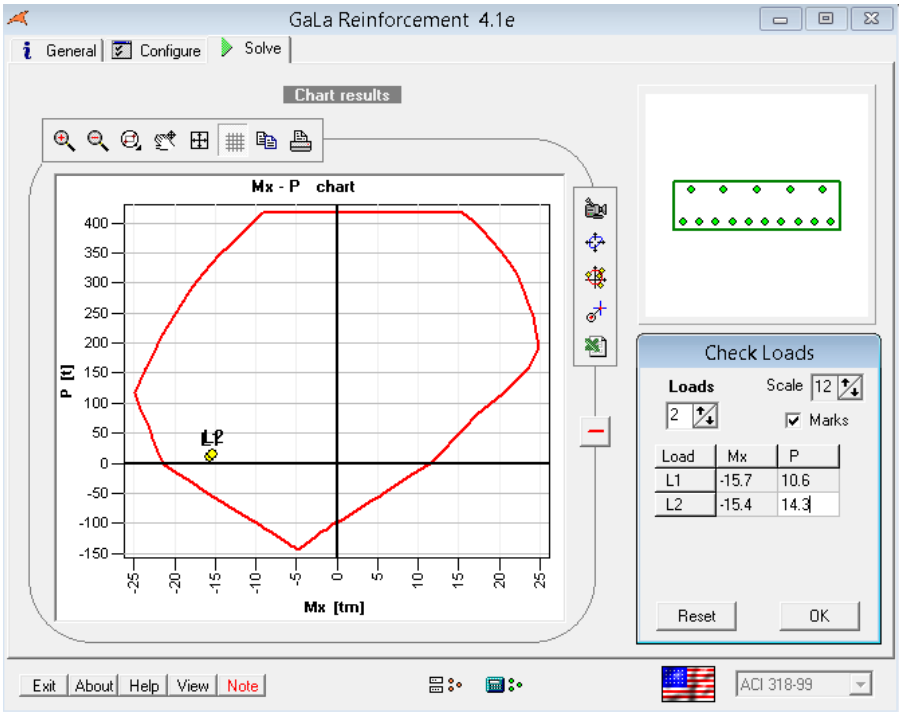


Figura 23 – Diagrama de interaccón M-P para sección 100x30cm y malla 18a10 (cara inferior)

Verificación de corte

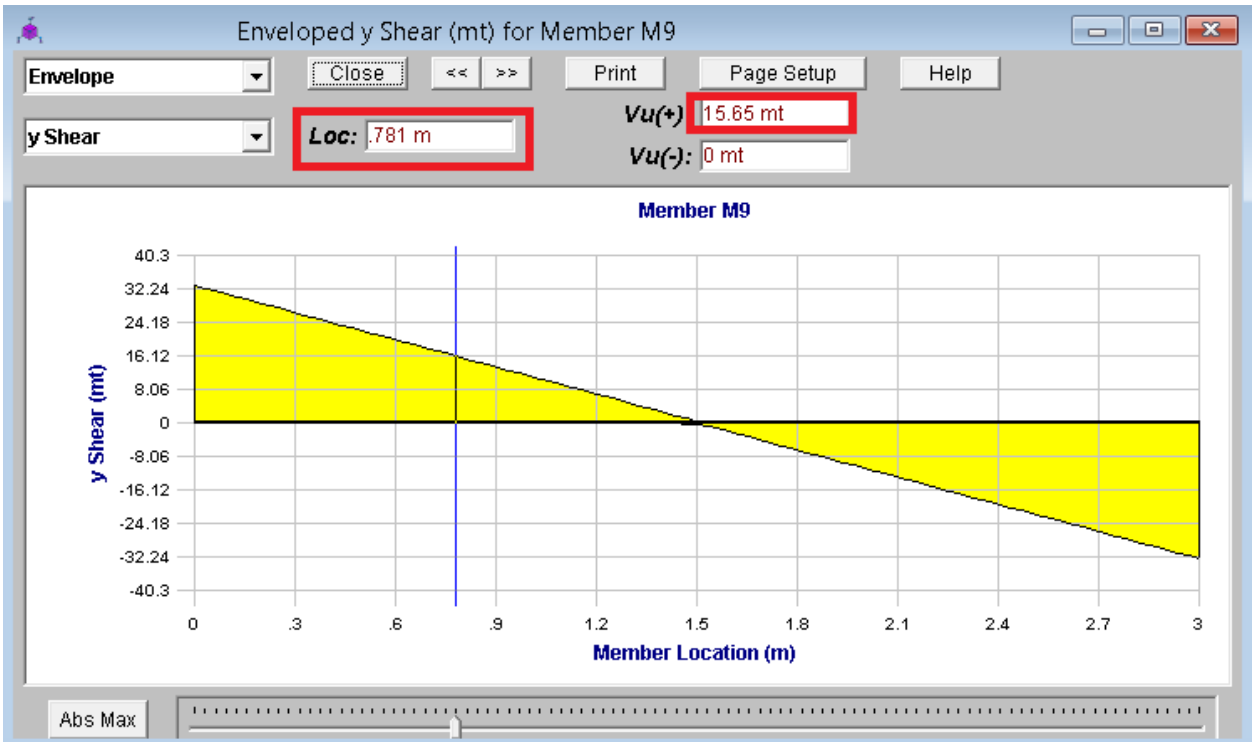
Vu_máx = 32,7 ton

$\phi Vc = 0,75*0,53*\sqrt{250} * 100*25 = 15,7$ ton => se requiere refuerzo al corte (estribos)

$Vu-\phi Vc = 17$ ton

$Av = (Vu-\phi Vc)*s/(fy*d) = 17000*20/(4200*25) = 3,2\ cm^2$

Considerando el resultado anterior se puede disponer estribos 16a20, armando una especie de vigas de 100cm de ancho (porque la carga de corte es para 1m de ancho tributario). Este estribo se requiere hasta 80cm de distancia del borde, pues a partir de ahí el corte es tomado por el hormigón (en Vu 15,7 ton).



Para las deformaciones considérense los siguientes resultados y la gráfica.

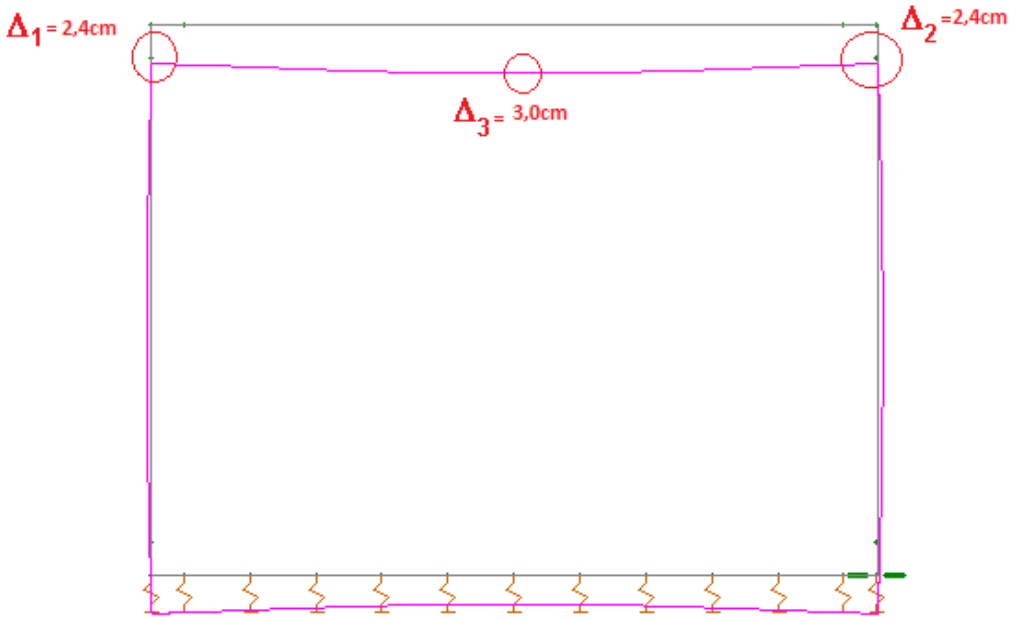


Figura 24 – Deformación vertical máxima en losa superior (por paso del ferrocarril)

Para el cálculo de las presiones en el suelo de fundación se obtuvieron las reacciones en la base para las combinaciones de servicio C8 (estática en servicio) y C9 (sísmica). Los nodos basales tienen una separación típica de 30cm.

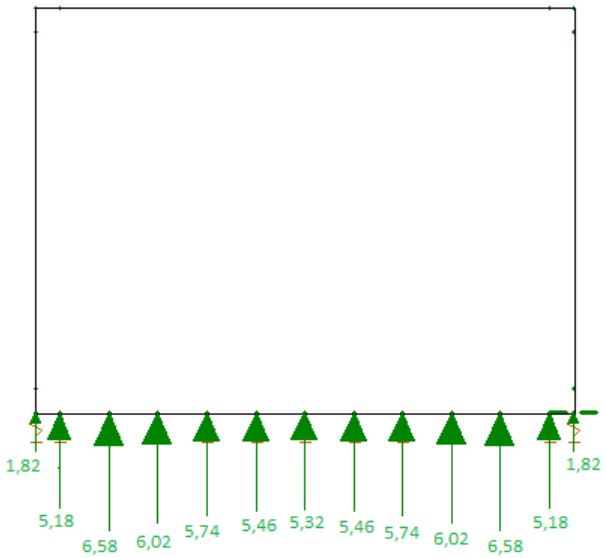


Figura 25 – Reacciones máximas en condición estática

Rmáx = 6,58 ton => $\sigma_{máx}$ = 6580/(30x100) = 2,2 kg/cm^2 < σ_{adm} = 6,0 kg/cm^2 OK cumple

Para la condición sísmica no se consideré simultáneamente el paso del ferrocarril.

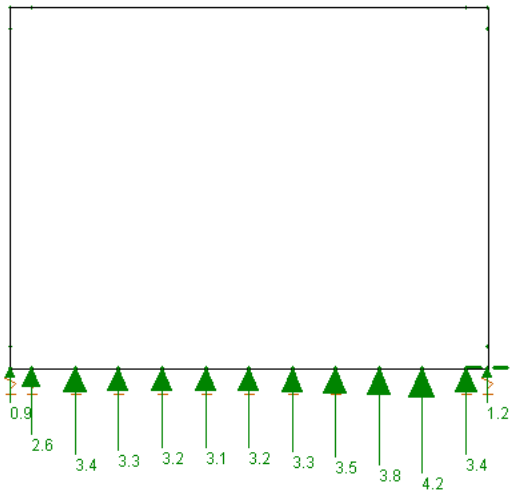


Figura 26 – Reacciones máximas en condición sísmica

Rmáx = 4,2 ton => σmáx = 4200/(30x100) = 1,4 kg/cm2 < σadm = 9,0 kg/cm2 OK

7. ESQUEMA TÍPICO DISEO FINAL BAJO CRUCE FERROVIARIO

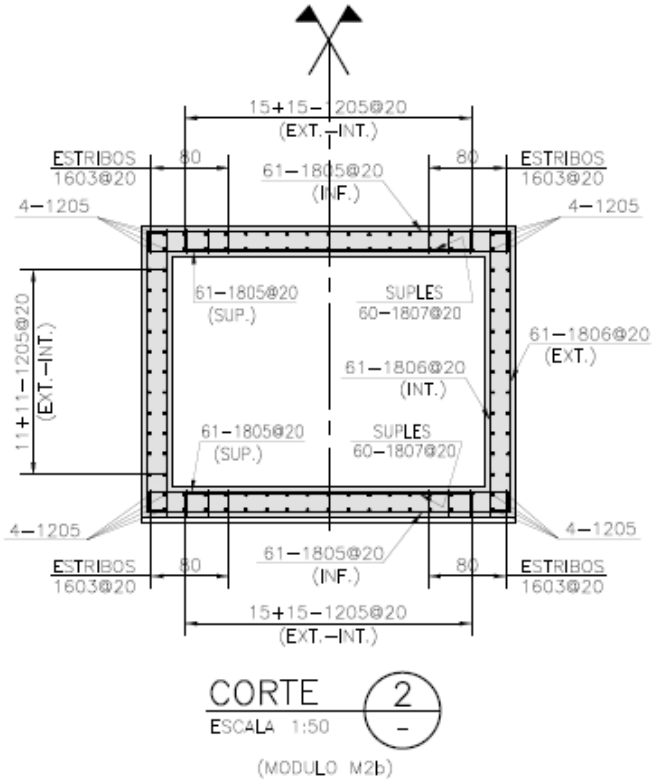


Figura 27 – Esquema de sección típica cajón bajo cruce ferroviario (M2b)

8. MODELO DE ANÁLISIS CÁMARAS DE LIMPIEZA CL1 Y CL2 (M1 Y M7 EN PLANOS DE ESTRUCTURAS)

Se modela la cámara de limpieza en el programa de análisis RISA3D, utilizando elementos finitos del tipo “placa” o “shell”. Las placas utilizadas son del tipo rectangular de 20x20cm (en los sectores donde exista regularidad geométrica) para un mejor detallamiento. Las dimensiones interiores son las definidas por proyecto hidráulico y el objetivo de la presente memoria es definir los espesores y armaduras necesarias para cumplir con los requisitos de resistencia y servicio. Para validación de las cámaras CL1 y CL2 se ha utilizado el modelo desarrollado para la cámara tipo de L=12,1m de longitud.

Para la vinculación con el suelo se considera lo siguiente:

- Las cámaras se apoyan verticalmente sobre resortes de compresión con constante de balasto 5,0 kg/cm^3. El programa permite ingresar este valor asignado al balasto y lo convierte en un resorte traslacional (kg/cm) multiplicando la constante de balasto por el área tributaria del nodo respectivo.
- Para el modelo debe definirse si un resorte es de “tracción” o de “compresión”, para lo cual debe respetarse lo siguiente: Un resorte de compresión es aquel que funciona o “reacciona” para deformación en la dirección contraria al eje global.

8.1. CASOS Y COMBINACIONES DE CARGAS

Los siguientes casos de carga son considerados en todas las combinaciones (para el peso propio el programa da la opción de aplicarlo automáticamente con un factor “-1” en la dirección global “Y”). Se considera para el modelo crítico una cobertura de relleno de 3,2m (caso de cámara N°3).

BLC1 : peso propio
BLC2 : empuje exterior estático de suelo húmedo
BLC3 : empuje exterior estático de suelo sumergido
BLC4 : agua exterior (en el suelo)
BLC5 : agua interior normal (en tope cajón)
BLC6 : Agua interior en presión

BLC7 : empuje sísmico transversal del suelo

BLC8 : empuje sísmico transversal del agua

BLC9 : carga de tránsito superior

A modo de ejemplo se muestran gráficamente estas condiciones de cargas aplicadas sobre ambos modelos.

<u>BLC1, Peso propio</u>

El programa permite incorporar el peso propio de la estructura aplicando el factor "-1" en la dirección global "Y" que corresponde al eje vertical. Se incluye en esta condición el peso de la cobertura de relleno.

<u>BLC2, empuje estático exterior de suelo húmedo</u>

La variación lineal del empuje de suelo en la profundidad se representa como cargas uniformes sobre cada fila de placas, cuya variación de presión es de 0,144 ton/m^2, considerando altura de placas de 20cm, peso específico húmedo $\gamma_{húm}$ = 2,0 ton/m^3 y condición de empuje en reposo con Ko=0,36 para ϕ=40°.

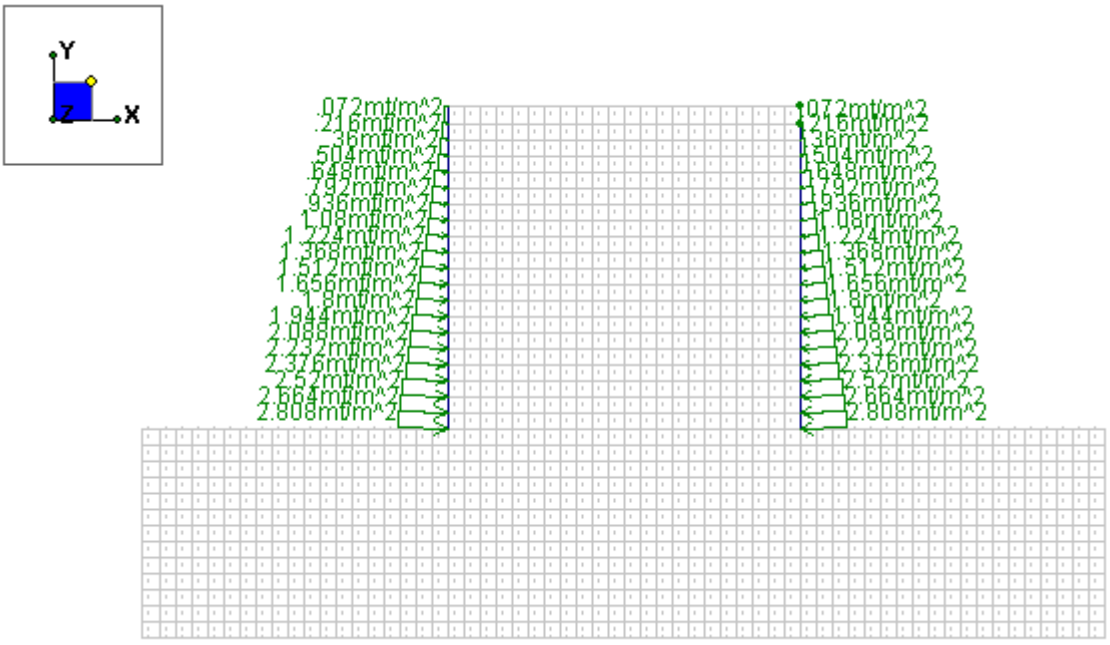


Figura 28 – Empuje estático exterior de suelo húmedo (vista longitudinal)

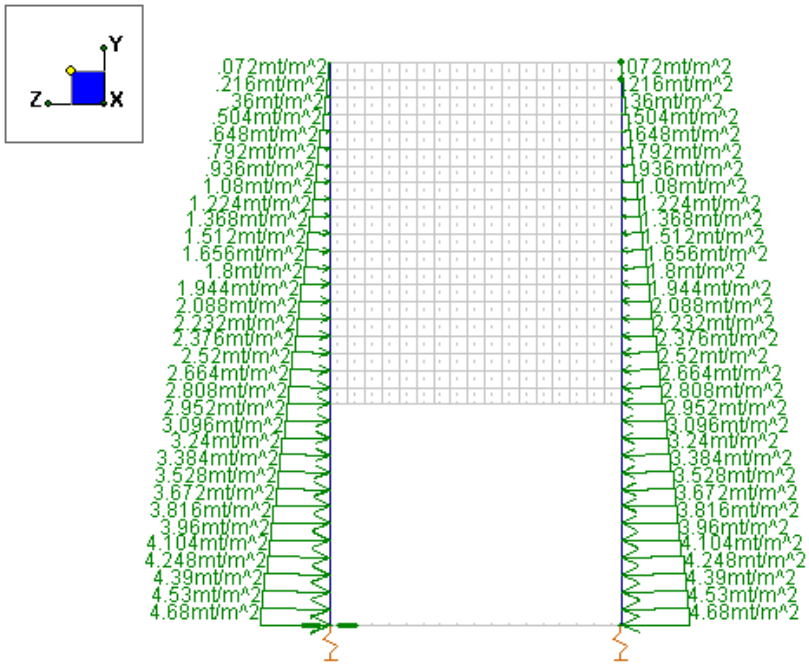


Figura 29 – Empuje estático exterior de suelo húmedo (vista transversal)

Empuje estático exterior de suelo sumergido

Del mismo modo que en el caso húmedo, pero con peso específico sumergido (boyante) γ_{sum}=1,0 ton/m^3.

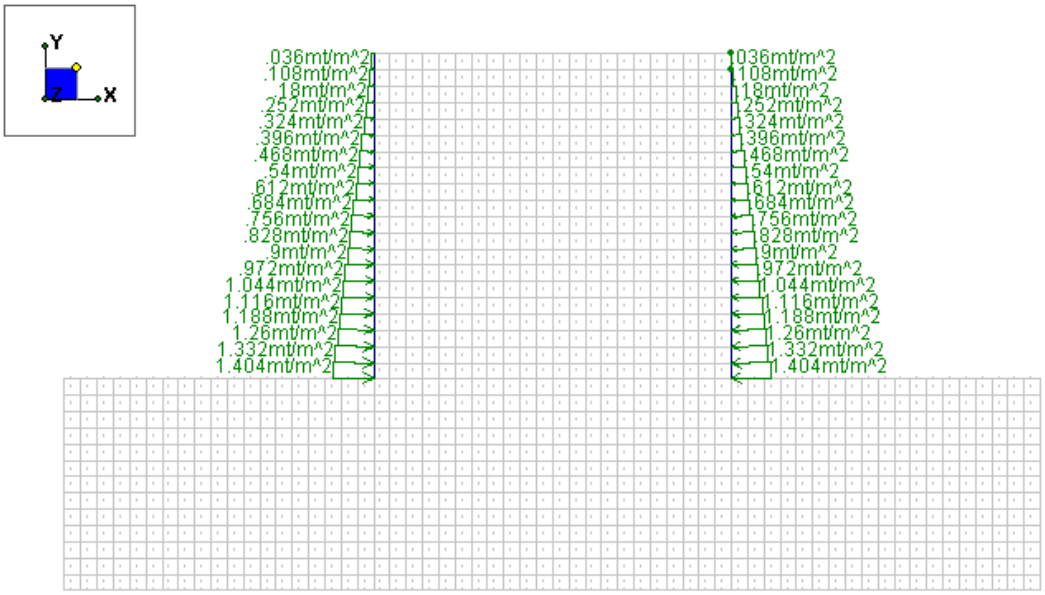


Figura 30 – Empuje estático exterior de suelo sumergido (vista longitudinal)

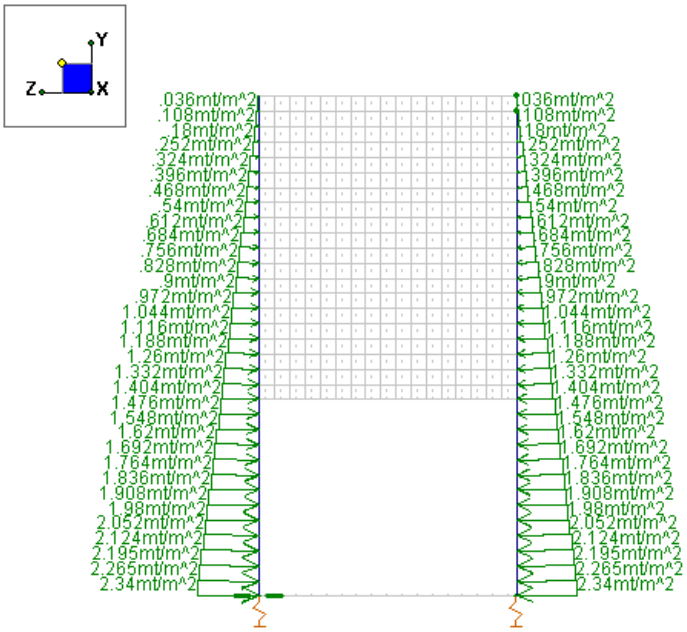


Figura 31 – Empuje estático exterior de suelo sumergido (vista transversal)

Agua en suelo

Se dijo anteriormente que, pese a no informarse napa en el sector, se recurre a la sana costumbre (seguridad en el diseño) de considerar que el suelo puede saturarse de agua por diversas razones (lluvia especialmente), por lo que se tomará un nivel máximo de saturación de agua hasta la cota de terreno. Esta presión se aplica simultáneamente con la acción sumergida o boyante del suelo.

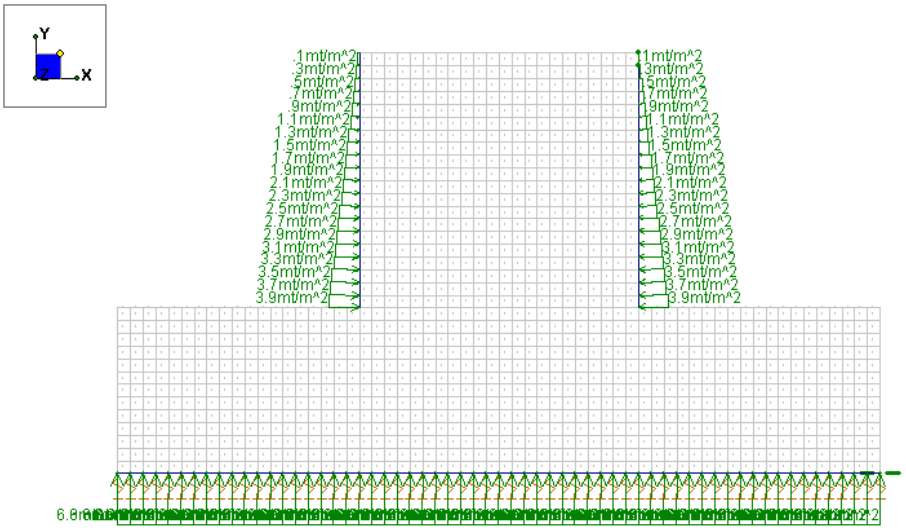


Figura 32 – Agua en el suelo (vista longitudinal)

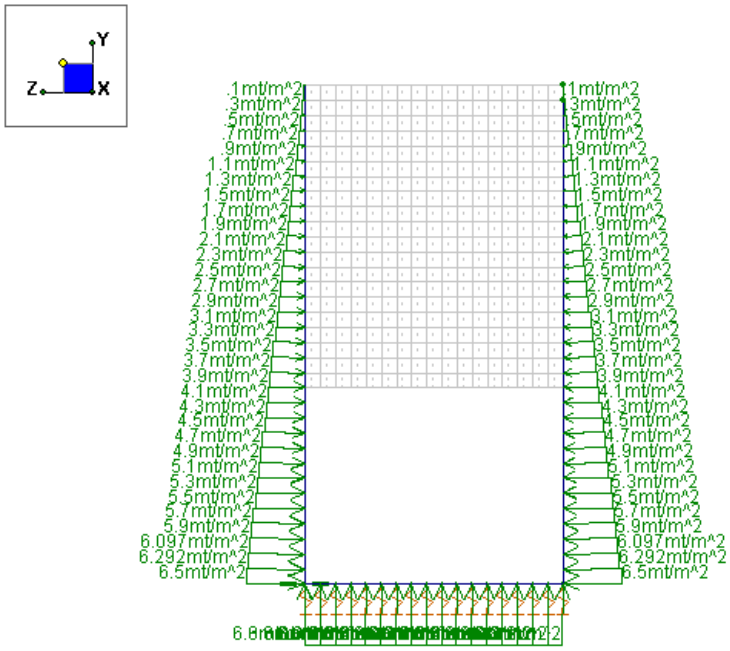


Figura 33 – Agua en el suelo (vista transversal)

Agua interior (caso operación normal)

Por tratarse de una cámara húmeda y mientras no se defina un nivel exacto del agua en su interior, se tomará con el agua a tope.

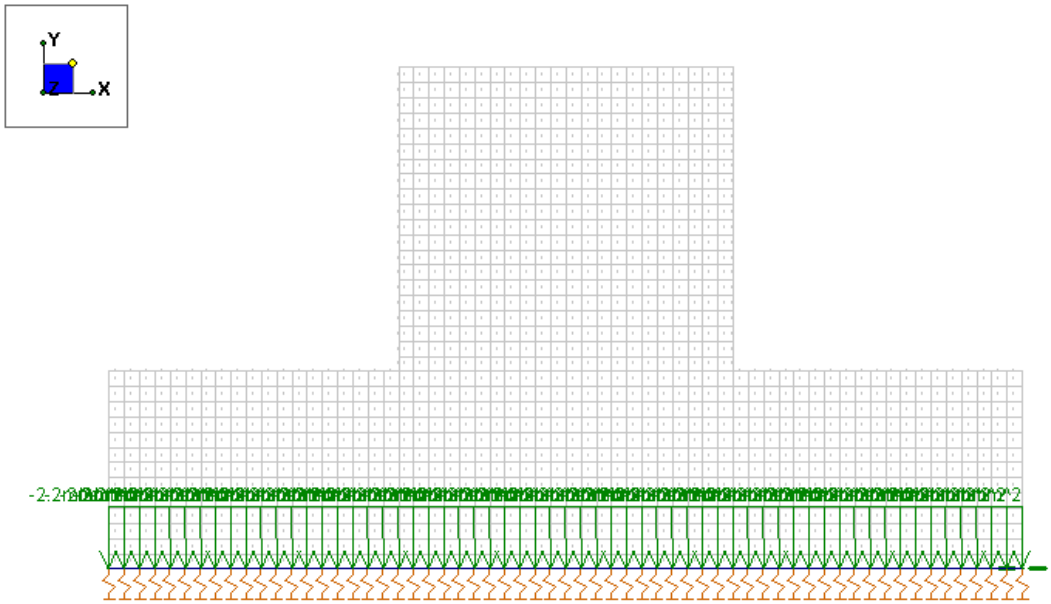


Figura 34 – Agua interior normal 2,2 ton/m2 (vista longitudinal)

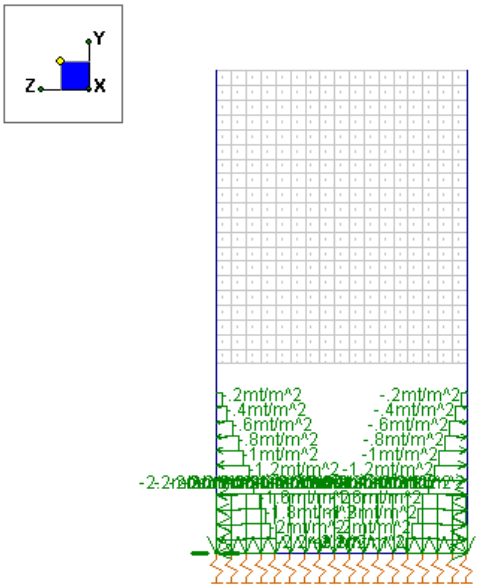


Figura 35 – Agua interior (vista transversal)

Agua interior en presión

Por tratarse de una cámara húmeda y mientras no se defina un nivel exacto del agua en su interior, se tomará con el agua a tope.

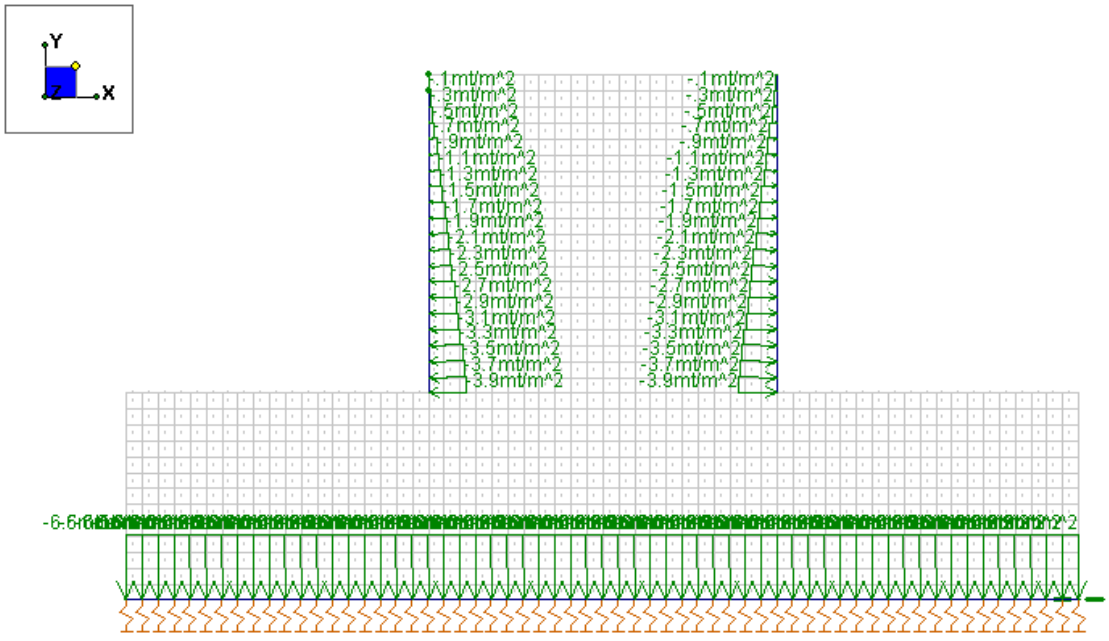


Figura 36 – Agua interior en presión, hasta cota de la tapa (vista longitudinal)

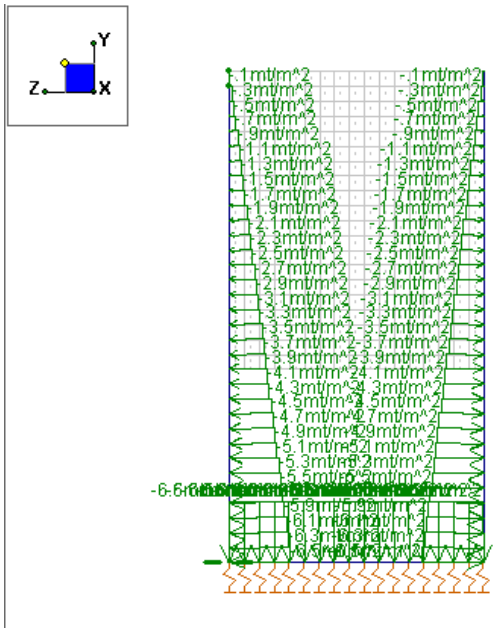


Figura 37 – Agua interior en presión, hasta cota de la tapa (vista transversal)

Empuje sísmico del suelo en X

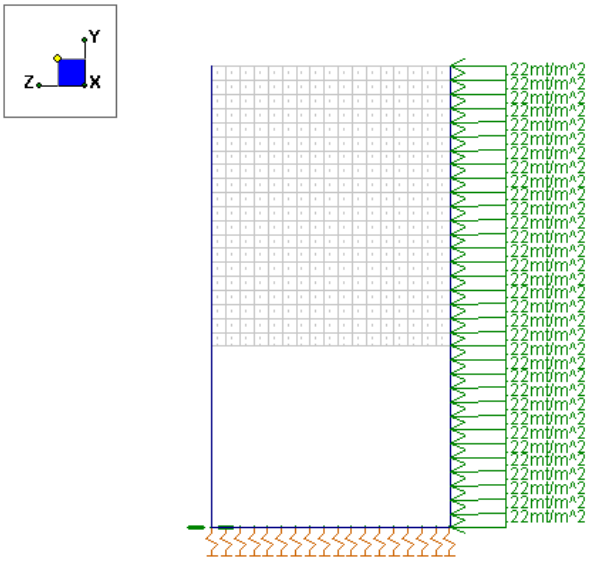


Figura 38 – Empuje sísmico transversal del suelo

Se aplica el empuje uniforme de la NCh433 para muros arriostrados. Se calcula entonces el empuje h=2,5m (altura interior + espesor de losa 30cm).

Para h = 2,2m => $q = 0{,}3 \cdot C_R \cdot \gamma \cdot h \cdot Ao/g = 0{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 2{,}0 \cdot 2{,}5 \cdot 0{,}3 = 0{,}22$ ton/m^2

Empuje sísmico del agua

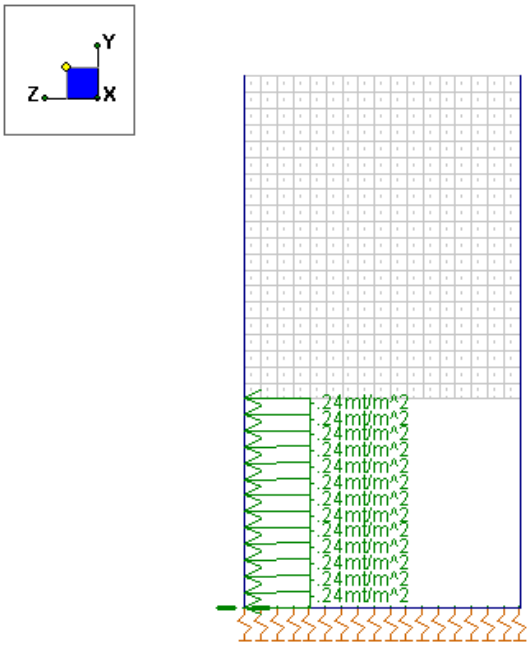


Figura 39 – Empuje sísmico del suelo en -X

El comportamiento hidrodinámico del agua se representa con el criterio de Westergaard recomendado ampliamente en los criterios de diseño de obras hidráulicas en general. Se trata de una simplificación que asigna a un muro una presión $q=0,55 \cdot c_s \cdot h = 0,11 \cdot h$ (donde c_s es el coeficiente sísmico, 0,2 en nuestro caso). Entonces para el muro de h=2,2m se aplica una presión uniforme $q = 0,24$ ton/m^2.

Carga de tránsito

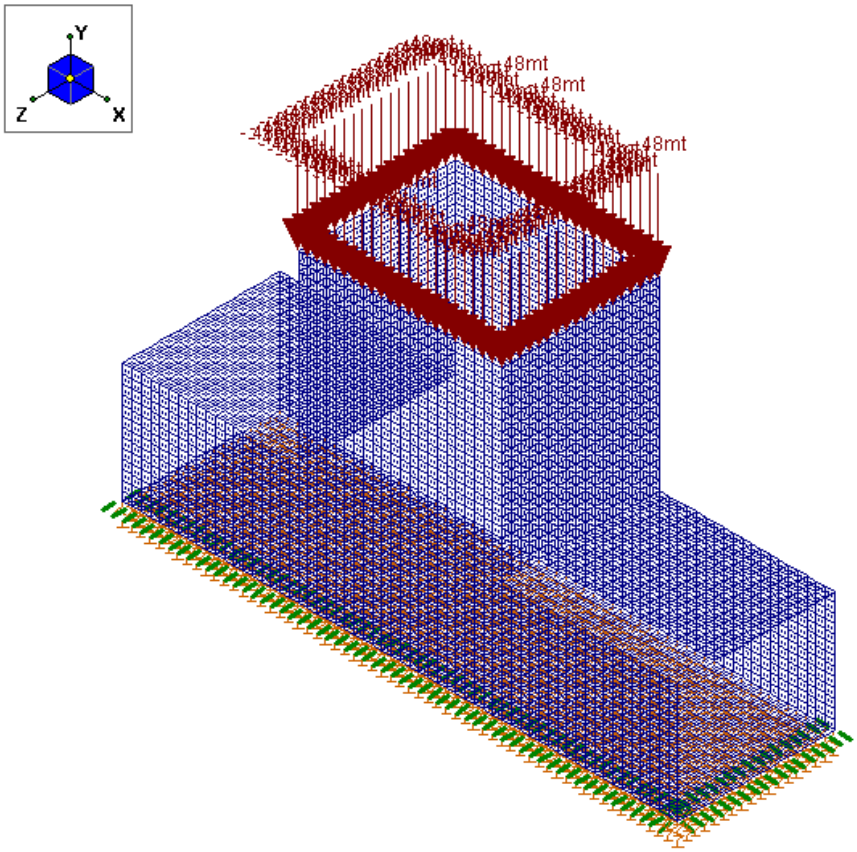


Figura 40 – Carga de tránsito sobre coronamiento

Se considera la carga de camión AASTHO HS20-44 con carga de rueda de 7,26 ton. Se aplica una carga total de 7,26*1,3*4 = 37,7 ton considerando un factor de impacto de 1,3 y la carga de 4 ruedas, ya que por geometría el camión AASTHO podría apoyar sus 2 ejes delanteros sobre las escotillas. Como criterio se repartió esta carga total en los nodos del modelo en el coronamiento.

En las combinaciones siguientes C1 a C6 representan las cargas mayoradas para el cálculo de armaduras, mientras que las combinaciones C7 a C12 representan condiciones de servicio para verificación de espesores y presión sobre el suelo. Como se mencionó se usarán los factores de mayoración indicados en ACI318-05.

C1 : estática ext – mayorada = 1,2BLC1+1,6BLC3+1,2BLC4

C2 : estática int – mayorada = 1,4BLC1+1,4BLC5

C3 : estática int en presión – mayorada = 1,2BLC1+1,6BLC2+1,2BLC6

C4 : sismo del suelo – mayorada = 1,2BLC1+1,6BLC3+1,2BLC4+1,4BLC7

C5 : sismo con agua – mayorada = 1,2BLC1+1,6BLC2+1,2BLC5+1,4BLC8

C6 : peso con carga de rueda – mayorada = 1,2BLC1+1,6BLC2+1,2BLC5+1,6BLC9

C7 : estática ext – servicio = BLC1+BLC3+BLC4

C8 : estática int – servicio = BLC1+BLC5

C9 : estática int en presión – servicio = BLC1+BLC2+BLC6

C10 : sismo del suelo – servicio = BLC1+BLC3+BLC4+BLC7

C11 : sismo con agua – servicio = BLC1+BLC2+BLC5+BLC8

C12 : peso con carga de rueda – servicio = BLC1+BLC2+BLC5+BLC9

8.2. CÁLCULOS DE ESFUERZOS Y RESULTADOS

Se muestran gráficamente los esfuerzos obtenidos del modelo Risa3D en las combinaciones más relevantes.

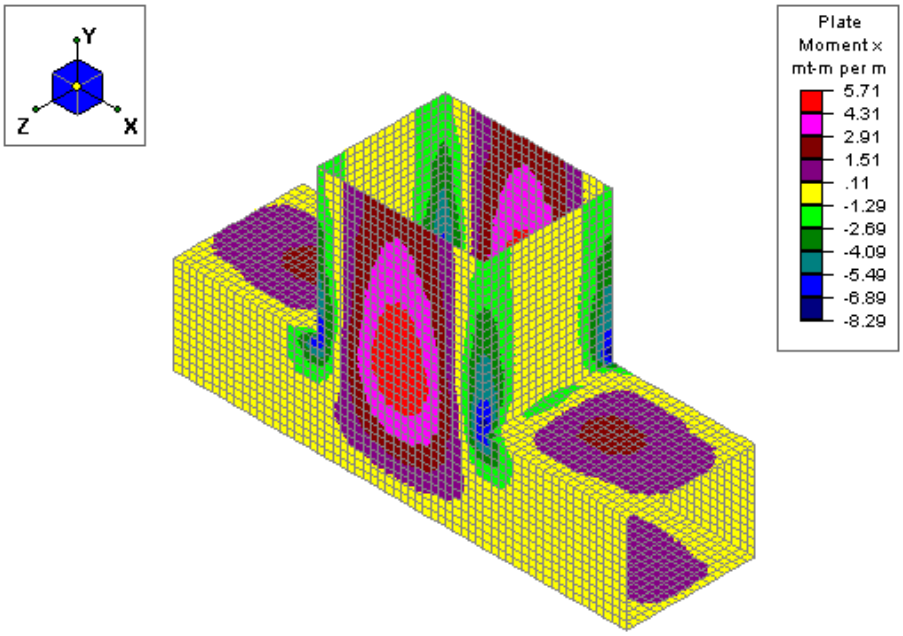


Figura 41 – Momento flector Mx para combinación C1

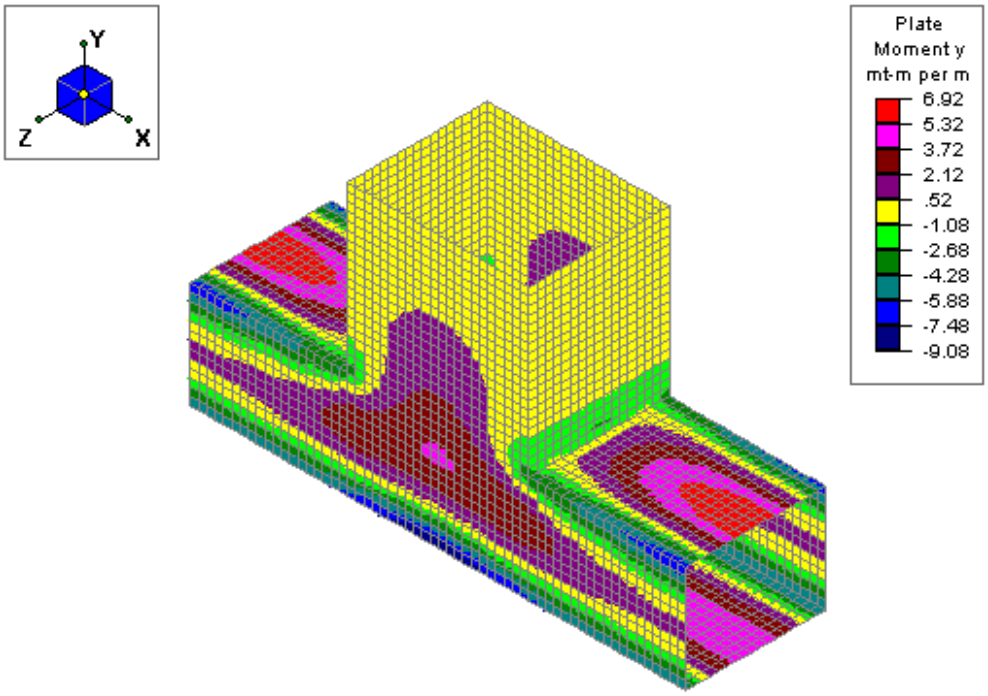


Figura 42 – Momento flector My para combinación C1

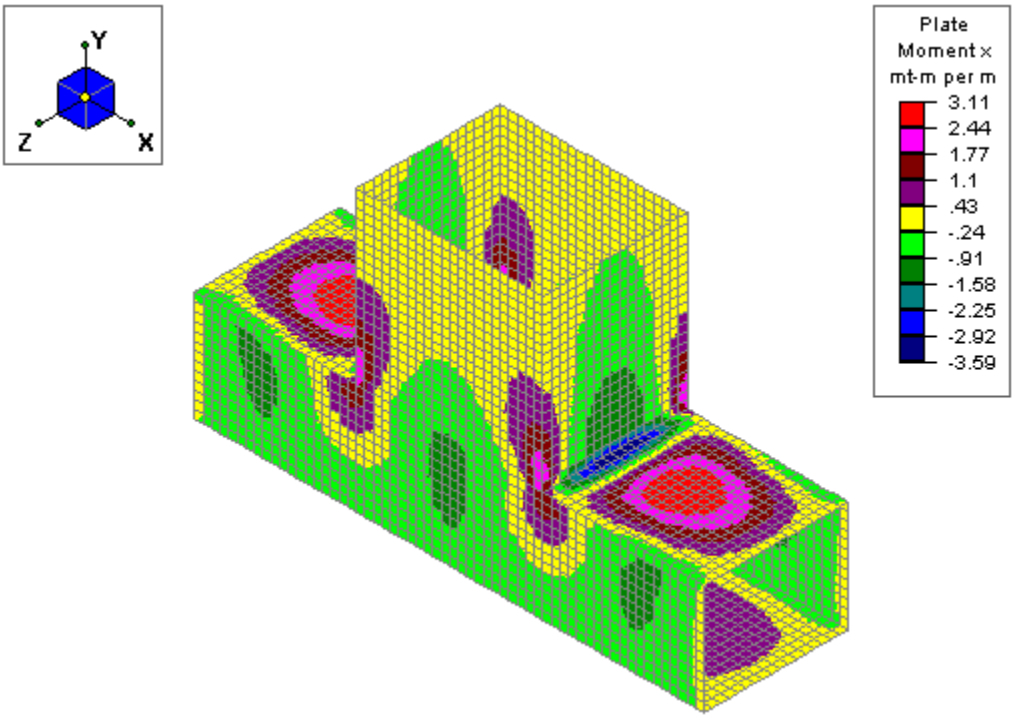


Figura 43 – Momento flector Mx para combinación C2

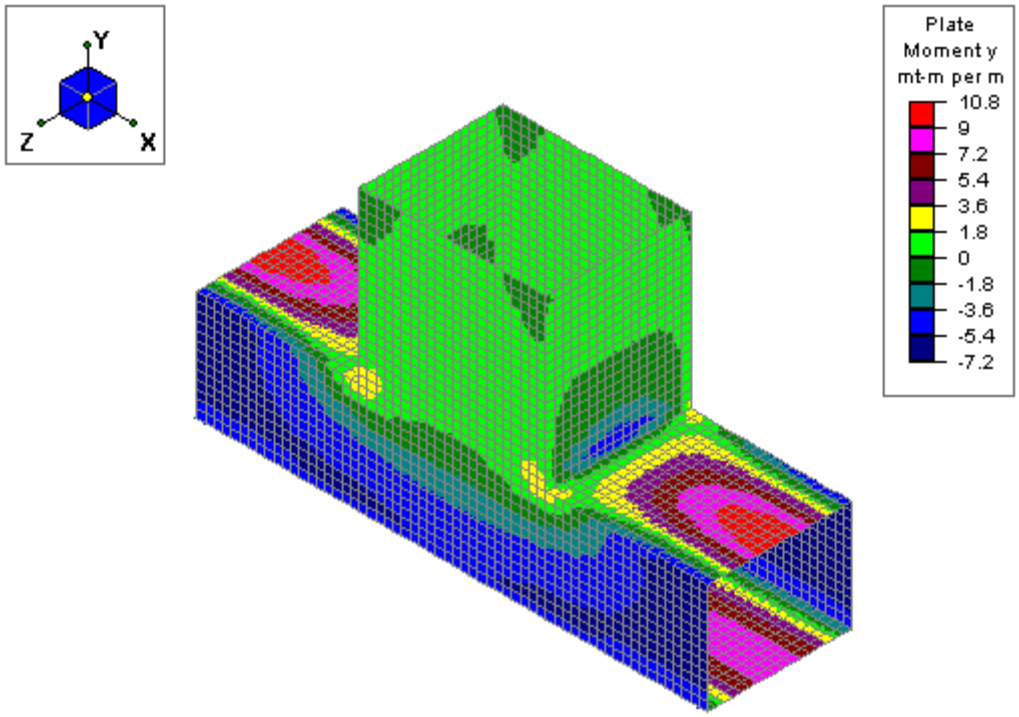


Figura 44 – Momento flector My para combinación C2

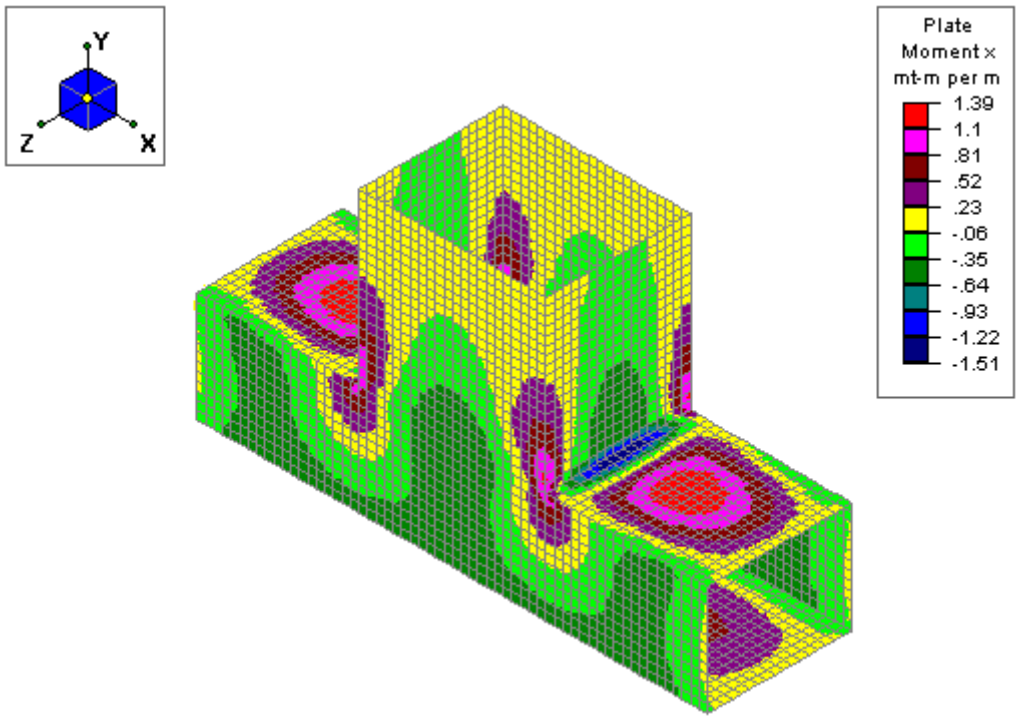


Figura 45 – Momento flector Mx para combinación C3

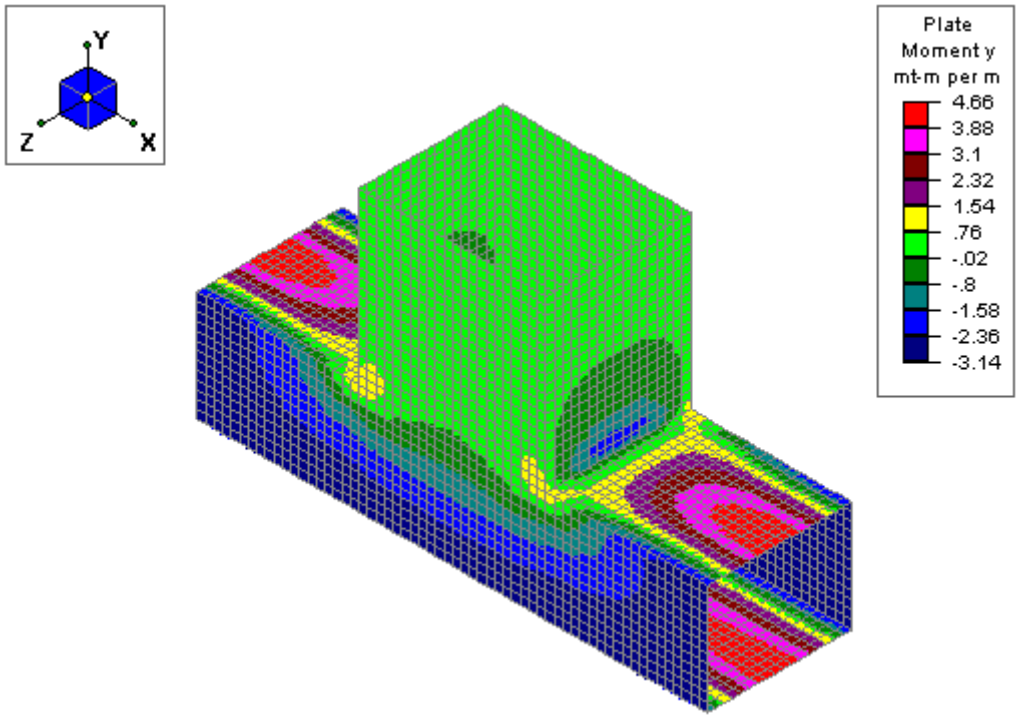


Figura 46 – Momento flector My para combinación C3

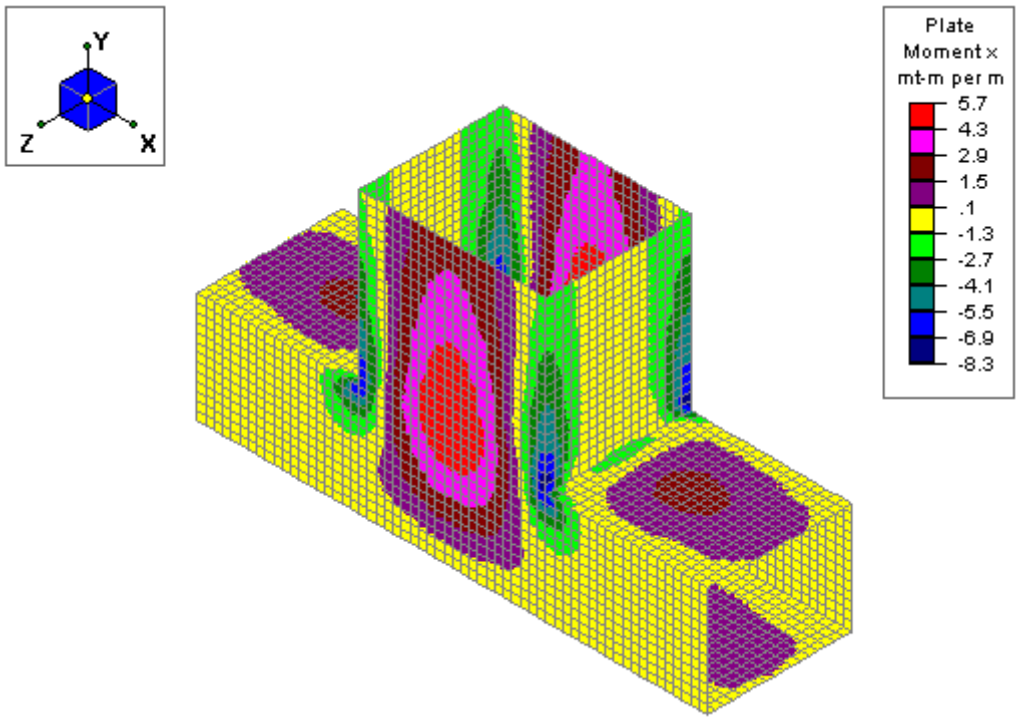


Figura 47 – Momento flector Mx para combinación C4

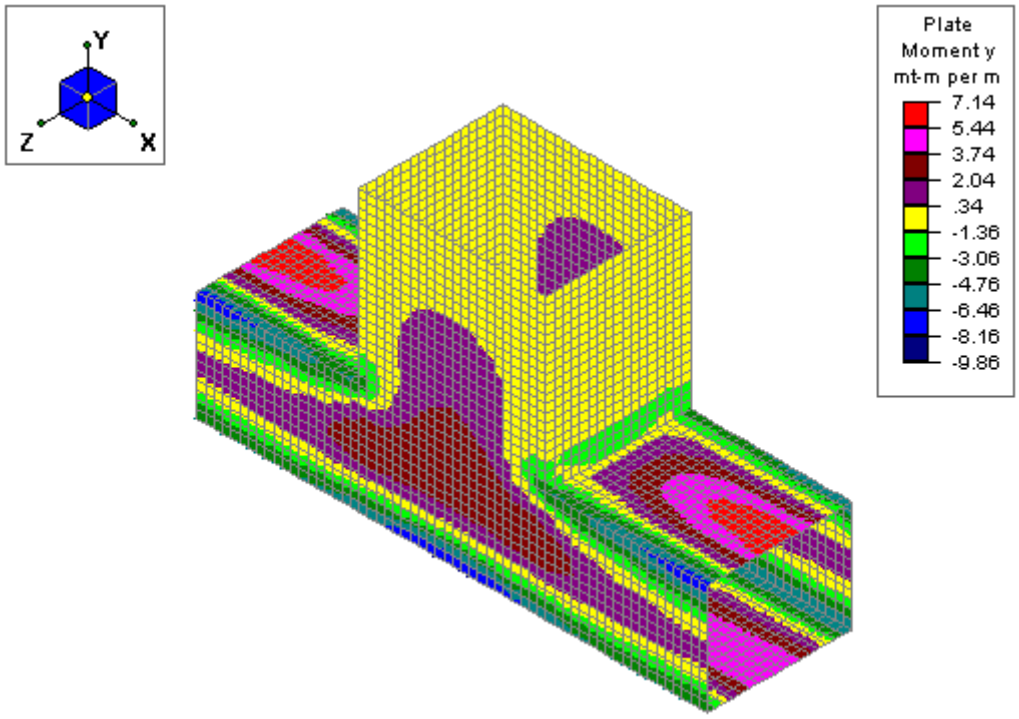


Figura 48 – Momento flector My para combinación C4

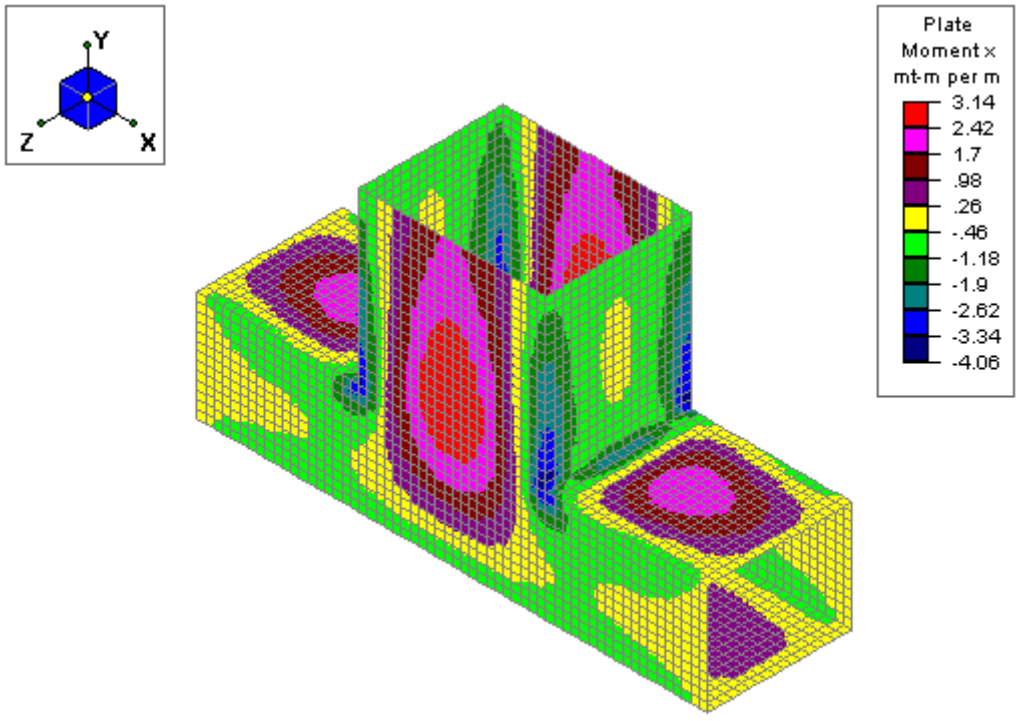


Figura 49 – Momento flector Mx para combinación C5

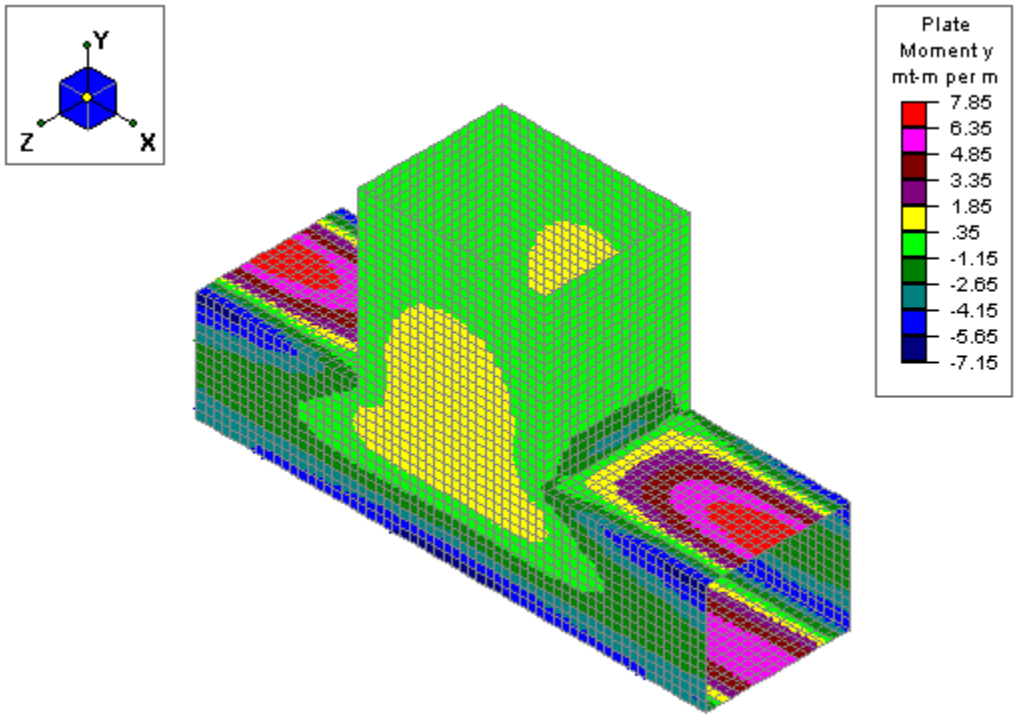


Figura 50 – Momento flector My para combinación C5

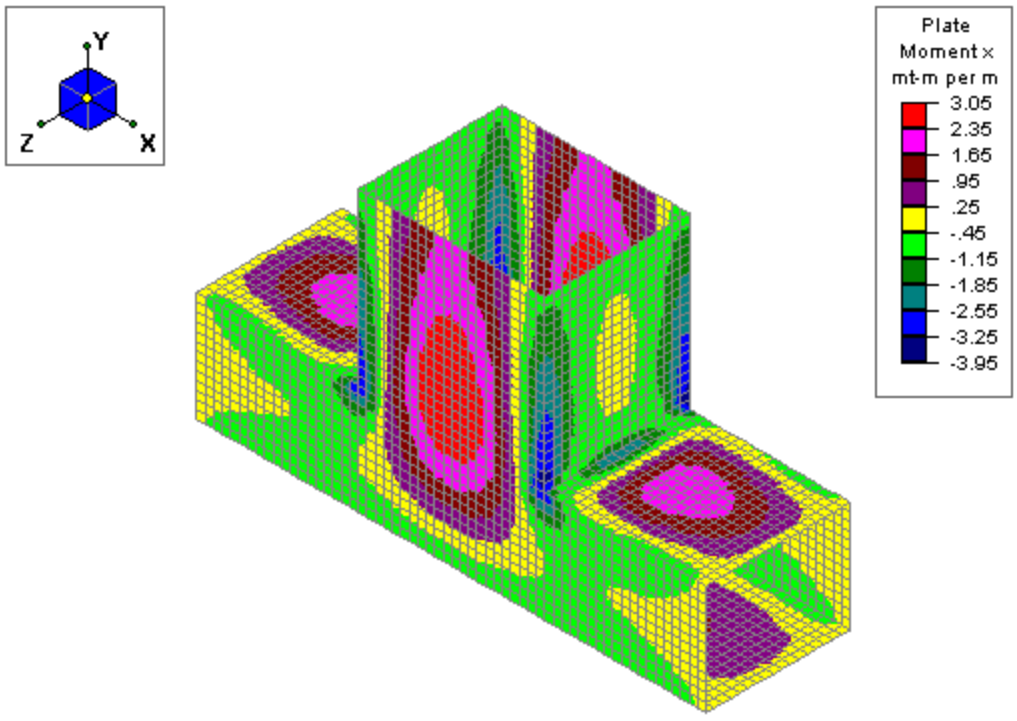


Figura 51 – Momento flector Mx para combinación C6

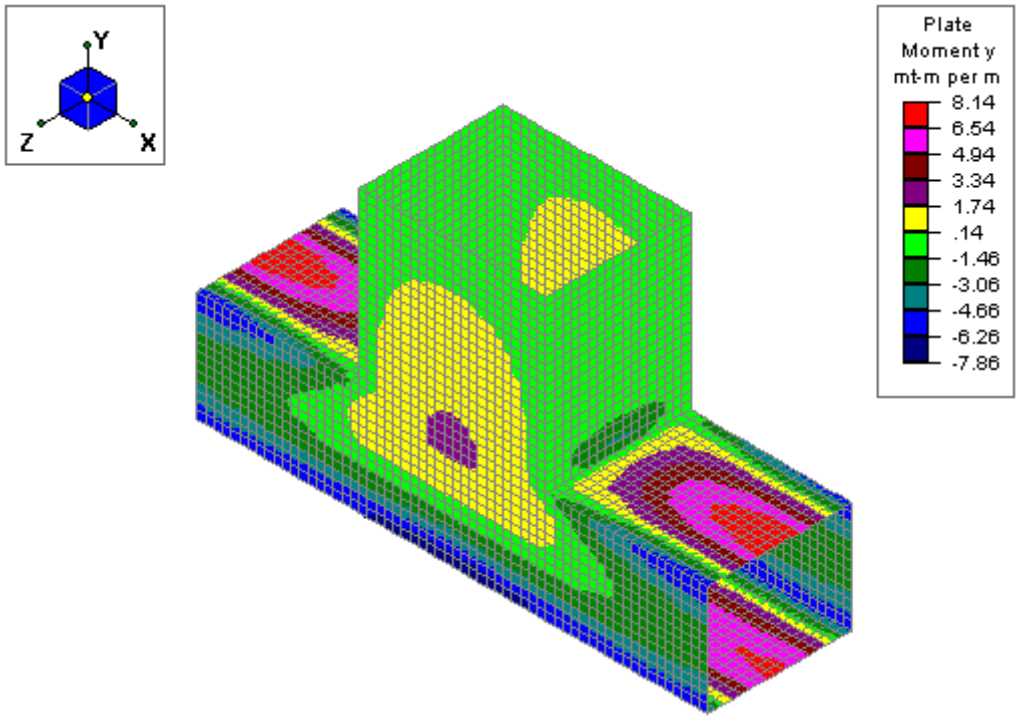


Figura 52 – Momento flector My para combinación C6

Para los esfuerzos que se indican en las tablas siguientes, se sigue la nomenclatura de elementos indicada a continuación.

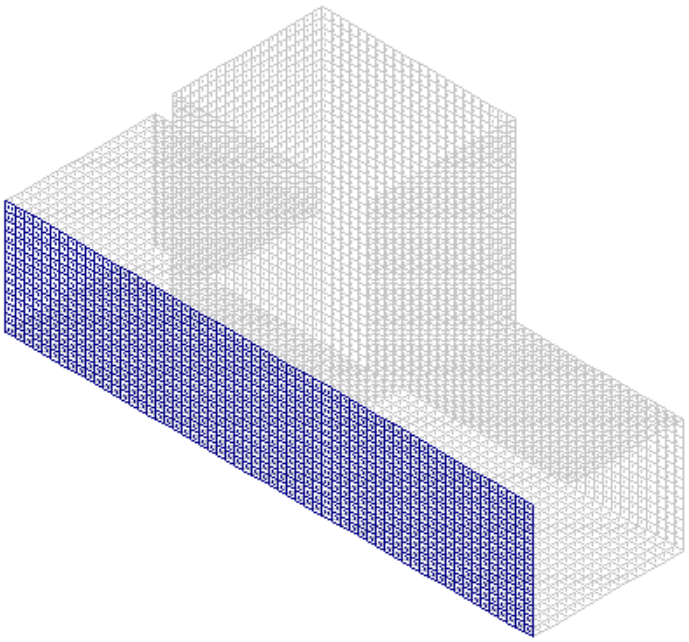


Figura 53 – Muro tipo "A" e=30cm

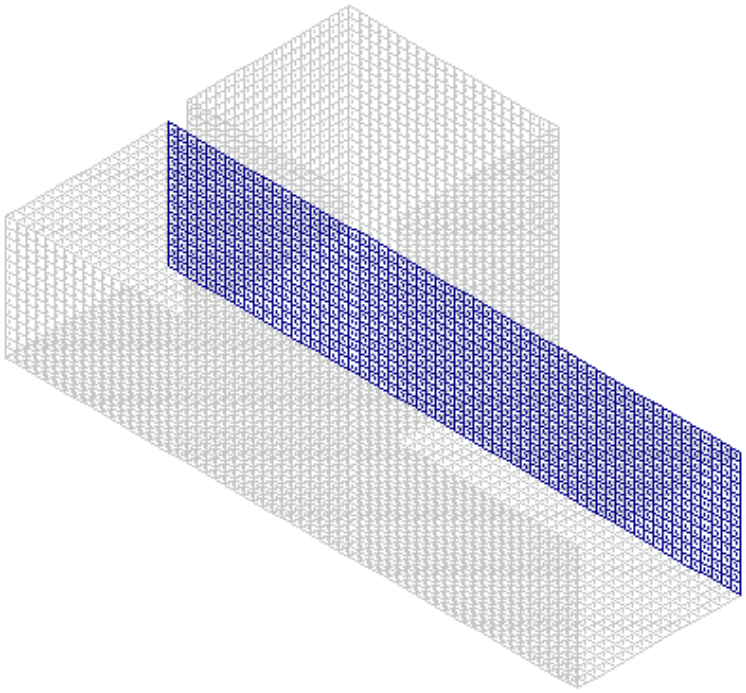


Figura 54 – Muro tipo "B" e=30cm

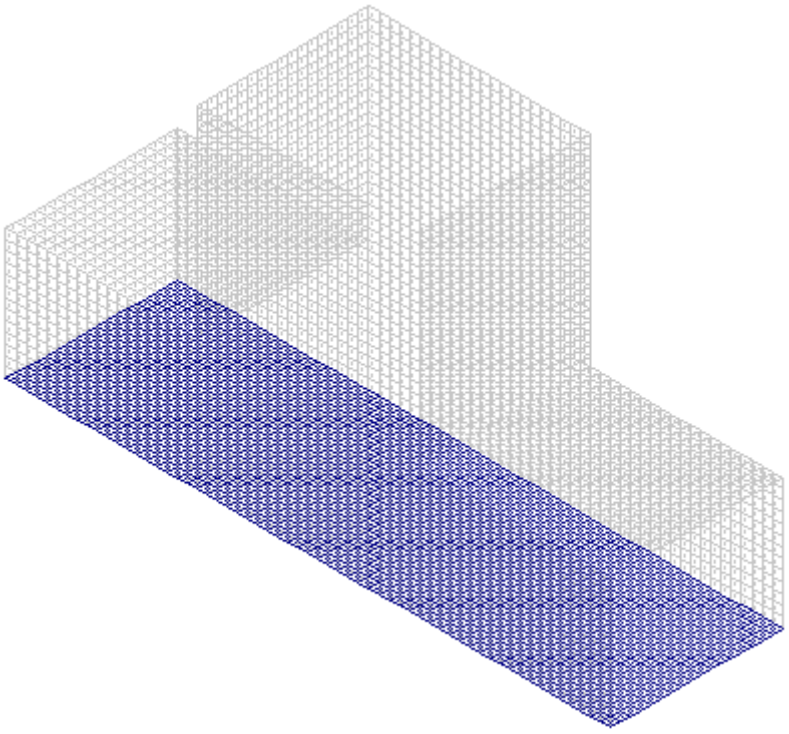


Figura 55 – Muro tipo "C" e=30cm

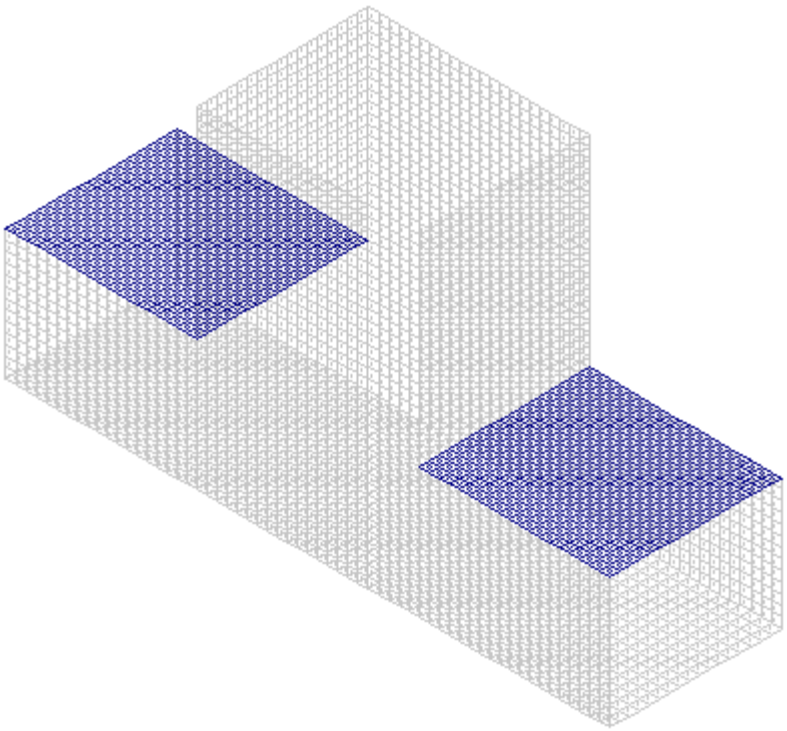


Figura 56 – Muro tipo "D" e=30cm

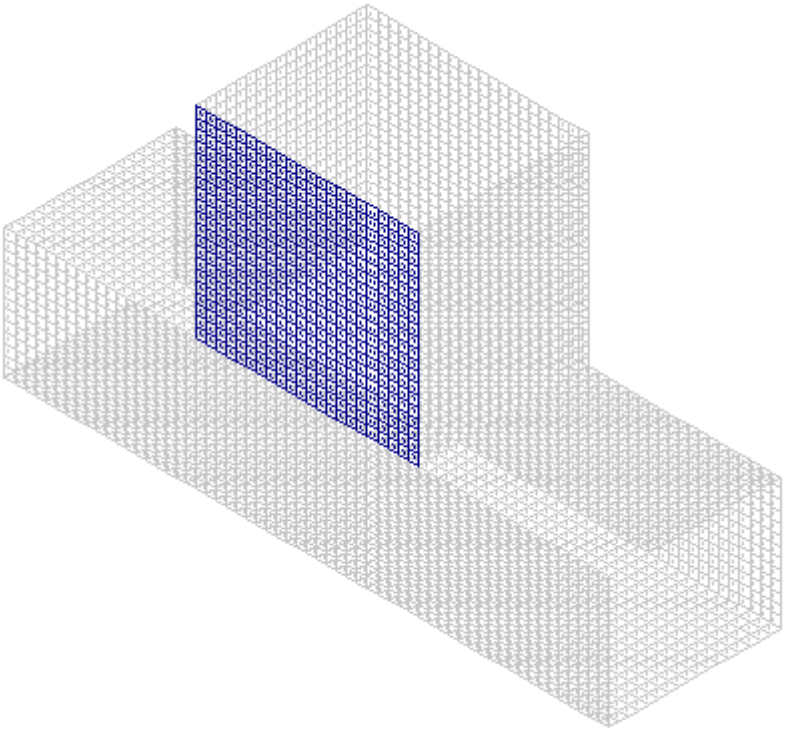


Figura 57 – Muro interior tipo "E" e=30cm

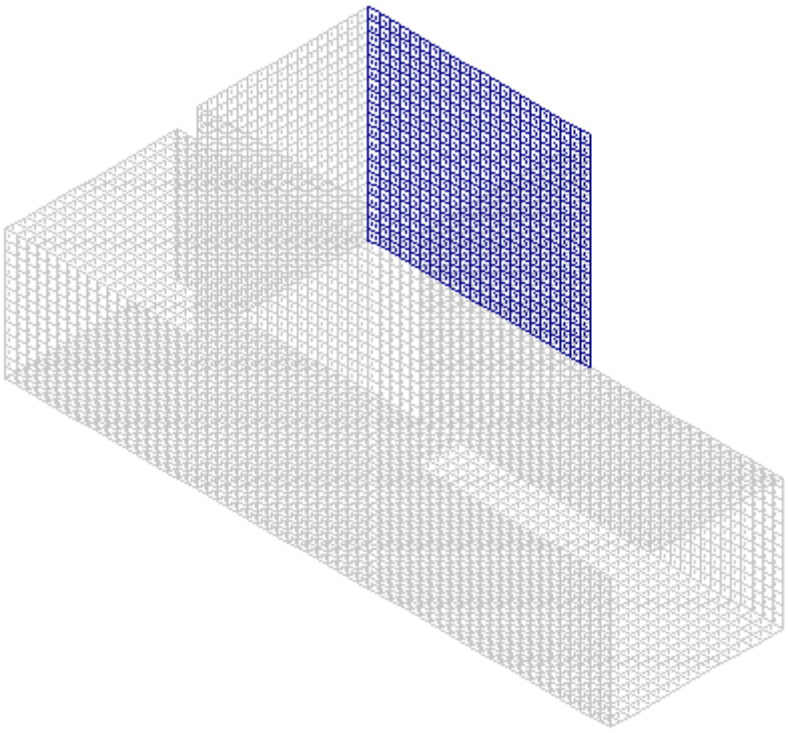


Figura 58 – Muro tipo “F” e=30cm

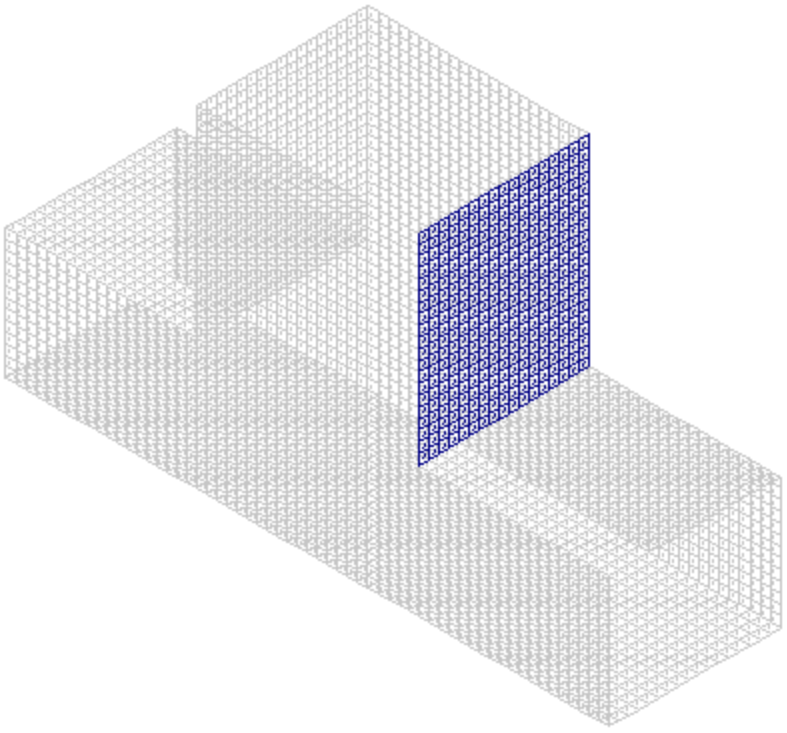


Figura 59 – Muro tipo “G” e=30cm

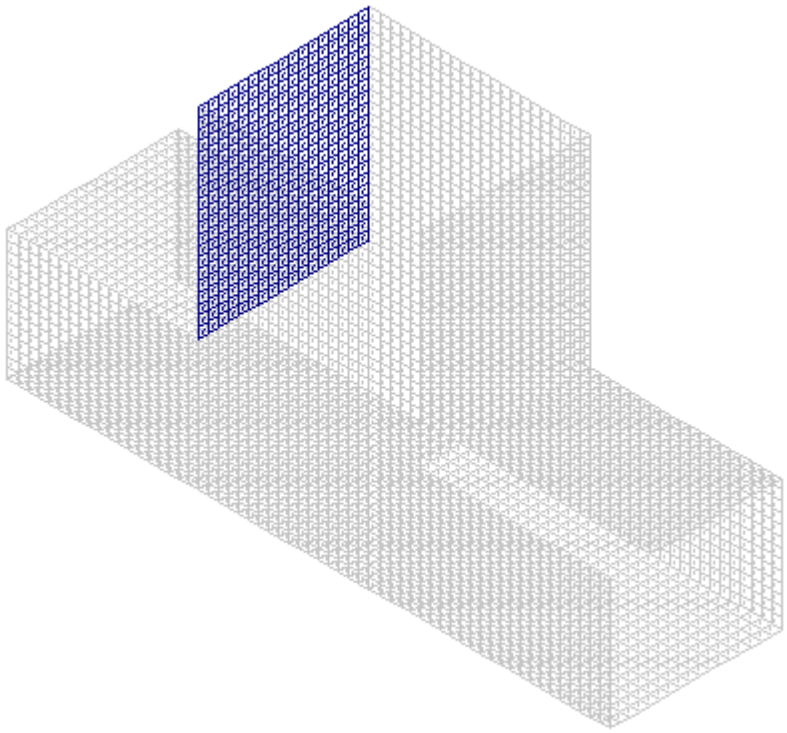


Figura 60 – Muro tipo "H" e=30cm

Las tablas 2-3-4-5 muestran los resultados para el modelo con Hmáx=3,2m, mientras que las tablas 7-8-9-10 muestran los resultados con H=2,0m. Se puede concluir que el grupo de cámara con altura de chimenea (ducto sobre el nivel superior de la losa) mayor a 2,0m requiere armadura 18a20 en todas sus caras (controla la fisuración por flexión). El grupo de cámaras con altura de chiemenea menos a 2,0m requiere armadura menor 16a20 en todas sus caras, donde también controla la fisuración por flexión para ancho fisura wmáx = 0,3mm.

Tabla 1 – Esfuerzos máximos Mu

Elem	Mux_max ton*m	Comb	Muy_max ton*m	Comb
A	-6.34	4	-7.28	1
B	-5.84	4	-7.94	4
C	-1.28	4	-8.17	4
D	-3.99	2	8.75	2
E	-6.68	4	0.00	1
F	-6.50	4	3.60	2
G	-7.18	4	-4.79	2
H	-7.19	4	-4.79	2

Tabla 2 – Esfuerzos máximos M

Elem	Mx_max ton*m	Comb	My_max ton*m	Comb
A	-4.36	7	-5.84	7
B	-4.37	7	-5.81	7
C	-0.92	7	-5.84	7
D	-2.85	8	6.25	8
E	-4.70	7	2.58	8
F	-4.72	7	2.57	7
G	-5.07	7	-3.42	8
H	-5.07	7	-3.42	8

Tabla 3 – Armadura requerida por tipo de elemento

Elem	M ton*m	e cm	As_min cm2/m	As_req cm2/m	Dist	As_prop cm2/m
A	7.28	30	8.33	8.10	18a20	12.72
B	7.94	30	8.33	8.86	18a20	12.72
C	8.17	30	8.33	9.12	18a20	12.72
D	8.75	30	8.33	9.79	18a20	12.72
E	6.68	30	8.33	7.42	18a20	12.72
F	6.50	30	8.33	7.21	18a20	12.72
G	7.18	30	8.33	7.99	18a20	12.72
H	7.19	30	8.33	8.00	18a20	12.72

Tabla 4 – Fisuración "w" en condición de servicio

Elem	M ton*m	e cm	Dist	As cm2/m	fs kg/cm2	Z ton/cm	w mm
A	5.84	30	18a20	12.72	2112	23.59	0.31
B	5.81	30	18a20	12.72	2101	23.46	0.30
C	5.84	30	18a20	12.72	2112	23.59	0.31
D	6.25	30	18a20	12.72	2259	25.22	0.33
E	4.70	30	18a20	12.72	1701	18.99	0.25
F	4.72	30	18a20	12.72	1708	19.07	0.25
G	5.07	30	18a20	12.72	1832	20.46	0.27
H	5.07	30	18a20	12.72	1832	20.45	0.27

($w_{máx}$ = 0,3mm) = se acepta caso único en elemento "D" con w=0,33 por tratarse de una zona muy localizada.

Para el cálculo de las presiones en el suelo de fundación se obtuvieron las reacciones en la base para las combinaciones de servicio C7 a C12.

Por medio de una planilla Excel que calcula el área tributaria de cada nodo, se logra convertir la fuerza de reacción vertical en presión, obteniéndose el valor máximo y verificando su relación

con la presión admisible del suelo de fundación. De este modo la máxima presión es de 1,06 kg/cm^2 para la combinación estática C17 y 1,38 kg/cm^2 para la combinación sísmica C20 (sismo en Z).

Tabla 5 – Máximas presiones estática y sísmica en suelo de fundación

Max_est (ton)	0.57	presion (kg/cm2)	1.41	9
Max_sis (ton)	0.54	presion (kg/cm2)	1.34	8

Se cumple con las tensiones máximas recomendadas por informe de suelos. En las Figuras 38 y 39 se puede ver que la distribución longitudinal incrementa la presión hacia los extremos (fuera del acceso), al haber mayor peso del suelo de cobertura, mientras que en sentido transversal, naturalmente las mayores presiones se producen al pie de los muros.

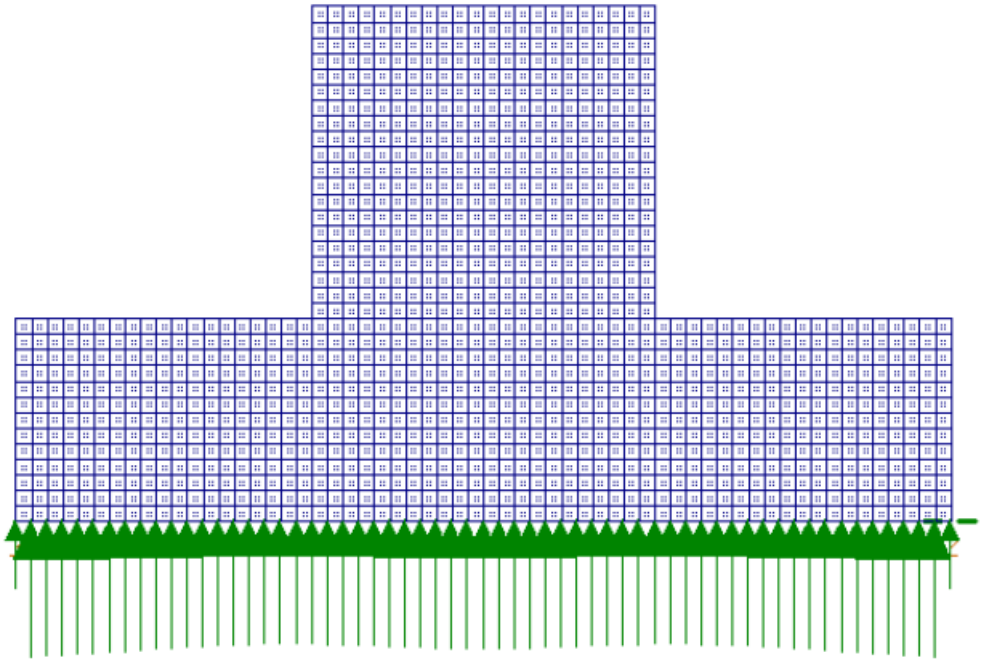


Figura 61– Distribución longitudinal de presiones en el suelo

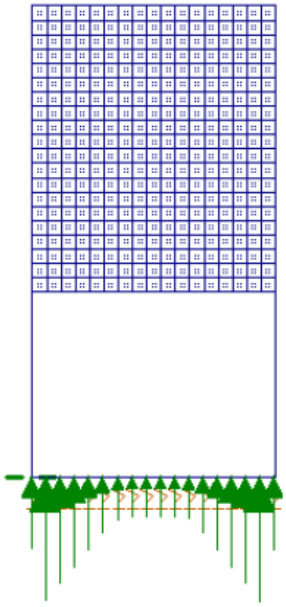


Figura 62 – Distribución transversal de presiones en el suelo

Anexo 9.1.3

Obra Entrada Fase I

PROYECTO CANAL DE EVACUACIÓN DE AGUAS LLUVIAS SANTA MARTA

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL
OBRA DE ENTRADA

Rev.B

Mauricio Muñoz Piña

Ingeniero Civil
Universidad Central

Santiago, 01 de diciembre de 2021

1. DESCRIPCIÓN

El proyecto **ALLDP-58 Diseño Definitivo Canal de Evacuación de Aguas lluvias Santa Marta** incluye en su trazado varias obras civiles que deben ser analizadas estructuralmente, las que se detallan a continuación:

- Obra de inicio (transición de canal trapecial existente a cajón rectangular y caída escalonada para alcanzar profundidad de nuevo canal)
- Sección de canal típica en cajón rectangular (3.0x2.2m)
- Cámara de inspección típica (con escotilla y tapas removibles para acceso de equipo tipo bobcat, para operaciones de limpieza).
- Obra de salida, en descarga al canal abierto

La presente memoria presenta el cálculo y diseño estructural de la obra de inicio del canal, para el proyecto de consultoría indicado, ubicado en la comuna de Maipú, ciudad de Santiago.

Se muestra en primer lugar una imagen satelital con el emplazamiento del proyecto y luego la planta y secciones para las obras analizadas.

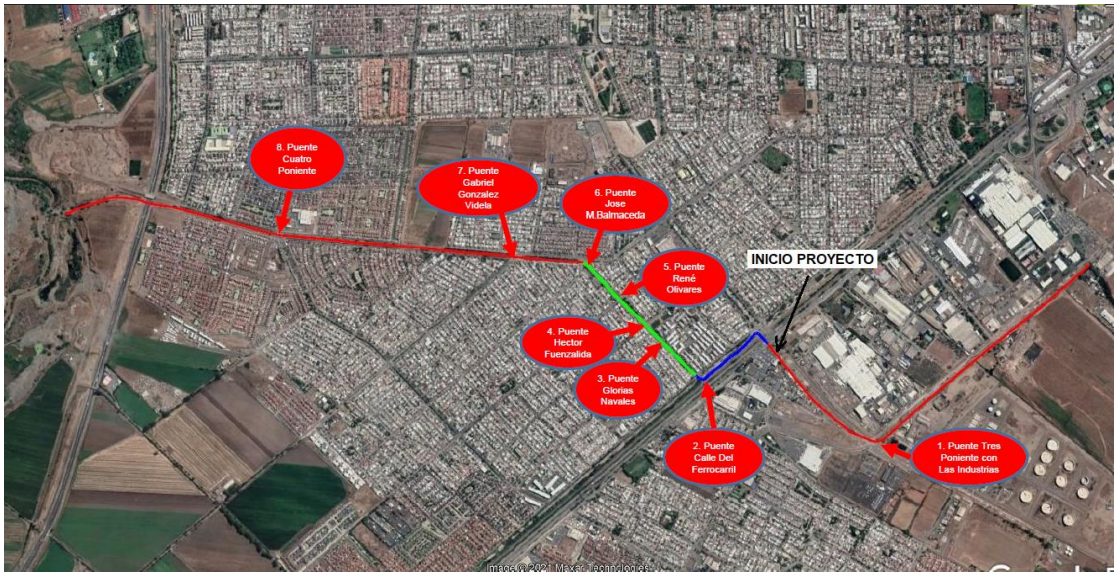


Figura 1 - Emplazamiento general del proyecto

En la Figura 1 se muestra el trazado completo del actual canal Santa Marta y el punto de inicio del nuevo canal proyectado (sobre el mismo eje del existente, pero en cajón enterrado). Se indican también los puentes que cruzará el canal a lo largo de los casi 2.0 km de recorrido. Cabe señalar que en estas zonas de cruce bajo puente existentes se estudia la posibilidad de ejecutar pilas de socalzado bajo los estribos de puentes, para que estos no sean afectados durante las excavaciones que requiere el nuevo canal. De este modo el canal no requiere verificación alguna en la zona de cruce y tampoco se proyecta alguna obra civil especial.

A continuación, se describen las formas (solo dimensiones hidráulicas) de la obra de inicio de la zona abovedada proyectada del canal.

La obra de inicio consta de una sección inicial de ancho variable de 6.50m a 3.00m y altura constante de 2.30m, que tiene como objetivo alojar la transición geométrica desde la sección trapecial en suelo del canal a la sección rectangular de la obra de disipación de energía, dispuesta inmediatamente aguas abajo. El disipador de energía corresponde a una caída escalonada de 5 caídas (4 de ellas de 0.80m de altura y la última de 0.66m de altura). El ancho típico de esta obra es de 3.00m y la longitud típica de las gradas es de 6.00m. La sección escalonada considera losa superior en parte de la longitud de la obra, de forma de permitir la disposición de relleno sobre el canal y, de esta forma, permitir mantener un relleno aproximadamente horizontal manteniendo el nivel de relleno típico sobre el canal cubierto. El inicio de la obra, para alojar la transición geométrica de la sección transversal del canal se proyecta en base a diseño tipo de Manual de Carreteras y no forma parte del alcance de este documento.

La figura siguiente muestra las formas y dimensiones hidráulicas (interiores) de la obra de entrada del canal en su sección abovedada.

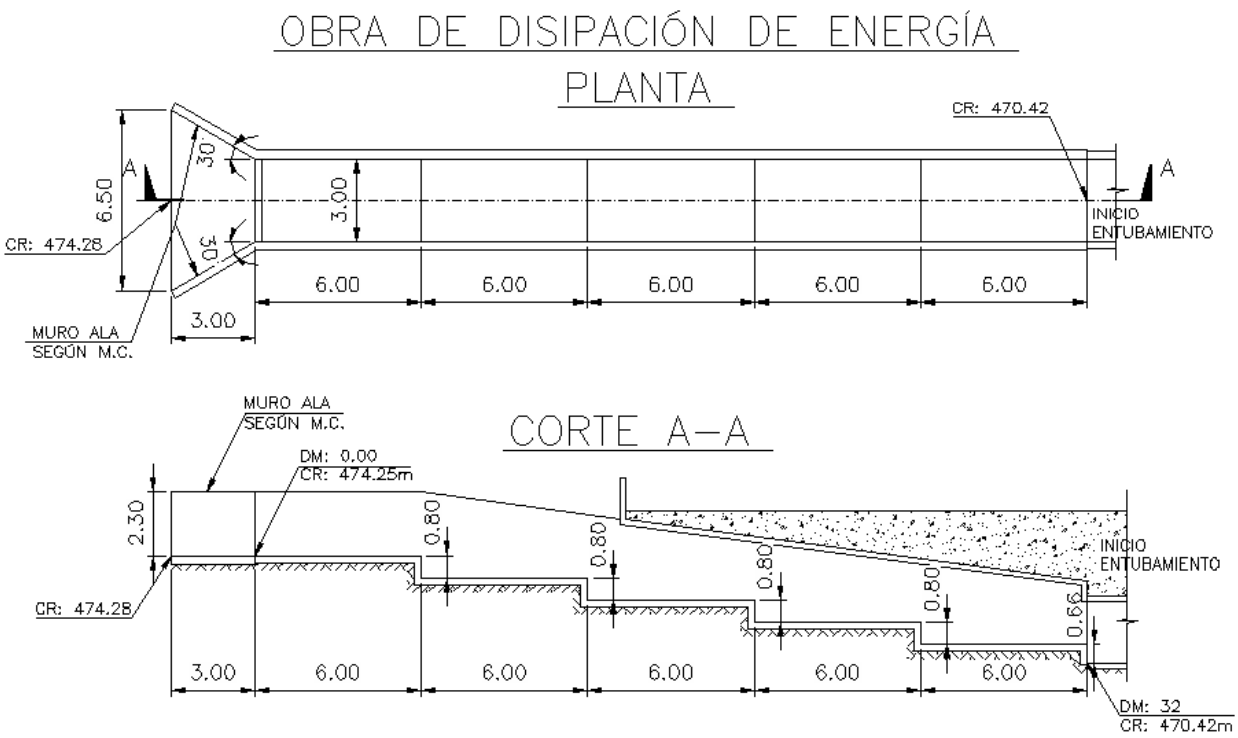


Figura 2 - Formas Obra de Entrada

Para el diseño se cuenta con los siguientes antecedentes:

- Planos hidráulicos (formas) de las obras de entrada y salida del canal.
- Planos de planta y perfil hidráulico.
- Informe Referencial de Mecánica de Suelos (R&V Ingenieros, abril 2020)

2. BASE DE CÁLCULO

Cargas	Peso específico normal suelo relleno:	2.0 ton/m^3
Materiales	Hormigón estructural:	G25
	Hormigón emplantillado:	G5
	γh (peso específico hormigón):	2.5 ton/m^3
	Acero refuerzo (f_y=4200 kg/cm^2):	A630-420H

Datos del suelo	σ_{est} =	4.0 kg/cm^2
	σ_{sis} =	6.0 kg/cm^2
	k_{30} =	5.0 kg/cm^3
	ϕr (ángulo fricción)* =	40°
	Ko (constante de empuje en reposo)* =	0.36

*estos parámetros son típicos para un relleno granular de suelo junto a las paredes laterales de las obras. Los empujes laterales se tomaron en condición de reposo.

Datos sísmicos	Zona sísmica =	2
	Ao/g=	0.3
	Coef. Sís.máx.=	0.2
	C_R (coeficiente para empuje sísmico)* =	0.5

*se considera como empuje sísmico la recomendación de la NCh433.2009, al aplicar la siguiente carga uniforme en toda la altura, considera que los muros de canales y muros ala son indeformables al disponer de losa y/o ser de altura relativamente baja y presentan una alta rigidez a la deformación lateral.

$$\sigma_s = 0{,}3*C_R*\gamma*h*Ao/g$$

Consideraciones especiales

- Para la obtención de esfuerzos se modeló la estructura con elementos finitos bidimensionales (placas) en programa RISA3D.
- Respecto al análisis de estabilidad, se entrega análisis de verificación de flotación para la obra, en tanto el análisis de presiones de contacto con el suelo de fundación se obtienen del mismo modelo aplicando las combinaciones de carga indicadas en ítem 4.

- No se realizan análisis de deslizamiento ni volcamiento por la condición de enterramiento que hace imposible ambos fenómenos. Es importante señalar que el apoyo de los escalones es horizontal, por lo que no existe fuerza deslizante natural.
- La presión lateral del suelo sobre los muros se aplica en condición de empuje en reposo.
- Por seguridad de la obra se considera el caso en que la obra pueda estar con agua en el interior y sin considerar empuje de terreno (no existe certeza que se desarrolle por completo) y una segunda condición en la que se desarrolla el empuje y no existe agua en el interior de la obra que apoye los muros.
- Las armaduras mínimas (repartición) por criterio de retracción de fraguado y temperatura según norma británica BS 8007.
- Pese a que no hay información de napa en la zona, se considera igualmente y como criterio de seguridad, que el suelo colindante que empuja a la obra podría estar eventualmente inundado y produciendo empuje hidrostático desde el suelo a las paredes de la estructura. Condición de napa freática se asume como inducida por la operación del mismo canal.

Normas y criterios utilizados

- Cálculo de armaduras por método LRFD (cargas mayoradas y reducción de resistencia) indicado en código ACI 318-05.
- Verificación de armadura mínima por retracción y temperatura de acuerdo con norma británica BS8007.

3. MODELO DE ANÁLISIS

Se modela la obra de entrada en el programa de análisis RISA3D, utilizando elementos finitos del tipo “placa” o “shell”. Las placas utilizadas son, en general, del tipo rectangular de aproximadamente 20x20cm. Las dimensiones interiores son las definidas por proyecto hidráulico y el objetivo de la presente memoria es definir los espesores y armaduras necesarias para cumplir con los requisitos de resistencia y servicio.

Para la vinculación de la estructura con el suelo de fundación se considera lo siguiente:

- La obra se apoya verticalmente sobre resortes de compresión con constante de balasto 5.0 kg/cm^3. El programa permite ingresar este valor asignado al balasto y lo convierte en un resorte traslacional (kg/cm) multiplicando la constante de balasto por el área tributaria del nodo respectivo.
- Se definen los “resortes” que representan al suelo como elementos que solamente toman compresiones (tal como el suelo), vale decir, no toman carga en el caso que exista levantamiento.
- Horizontalmente se modela la interacción del roce en la base de la obra como resortes horizontales en ambas direcciones, con una rigidez equivalente a la mitad de la rigidez de los resortes verticales.

4. CASOS Y COMBINACIONES DE CARGAS

Se detalla a continuación los casos de carga que son considerados en el análisis de las obras:

BLC1 : peso propio de la obra

BCL2 : peso del relleno sobre la losa

BCL3 : peso del relleno sobre la zarpa

BLC4 : empuje exterior estático de relleno (condición con napa freática)

BLC5 : agua exterior (en el suelo, napa. Se considera como condición normal)

BLC6 : agua interior normal

BLC7 : Sismo actuando sobre la estructura

BLC8 : empuje sísmico del suelo

BLC9 : empuje sísmico del agua

BLC10: carga de tránsito superior

A continuación, se detallan las consideraciones de carga y, a modo de ejemplo se muestran gráficamente estas condiciones de cargas aplicadas sobre el modelo.

BLC1, Peso propio

El programa permite incorporar el peso propio de la estructura aplicando el factor "-1" en la dirección global "Y" que corresponde al eje vertical.

BCL2. Peso del relleno sobre la losa

El peso del relleno sobre la losa se representa como cargas aplicadas sobre cada elemento que la modela, determinadas de acuerdo a la altura de relleno sobre la losa, considerando el peso específico húmedo $\gamma_{húm}$ = 2.0 ton/m^3 para la porción sobre el nivel de la napa freática y el peso γ' = 1.0 ton/m3 para la altura de relleno bajo el nivel de la napa freática. La posición de la napa freática se considera de acuerdo a lo indicado más adelante.

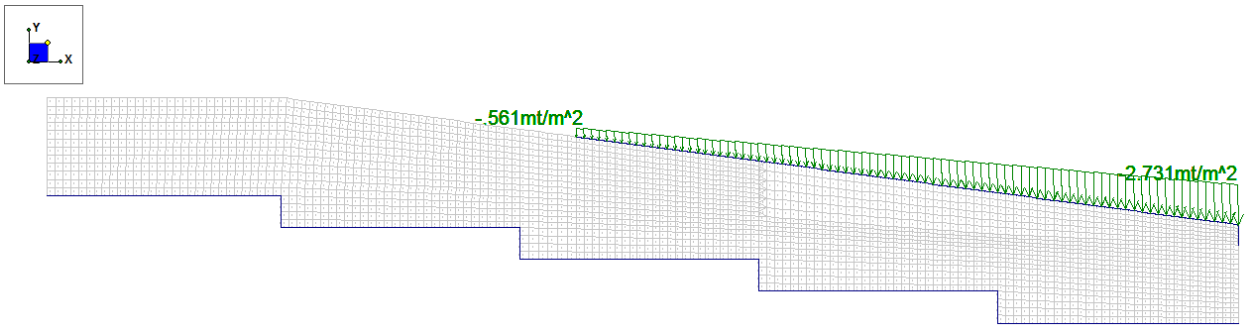


Figura 3 – BLC2 - Peso de relleno sobre la losa

BCL3. Peso del relleno sobre la zarpa

El peso del relleno sobre las zarpas se representa como cargas aplicadas sobre cada elemento que las modelan, determinadas de acuerdo con la altura de relleno sobre la cara superior de la zarpa, considerando los mismos pesos específicos indicados para el estado de carga anterior. La posición de la napa freática se considera de acuerdo a lo indicado más adelante.

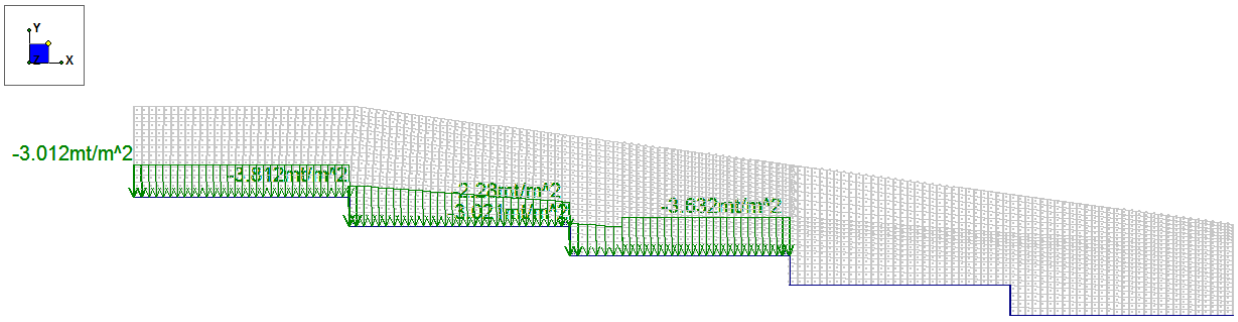


Figura 4 – BLC3 - Peso de relleno sobre zarpas

BLC4 : empuje exterior estático de relleno (condición con napa freática)

El empuje de suelo en función de la profundidad se representa como cargas aplicadas a cada uno de los elementos finitos que representan los muros de la obra. Se determina en función de la profundidad del punto medio del elemento, la posición de la napa freática, los pesos unitarios del relleno indicados antes y condición de empuje en reposo con Ko=0,36 para ϕ=40°. La posición de la napa freática se considera de acuerdo a lo indicado más adelante.

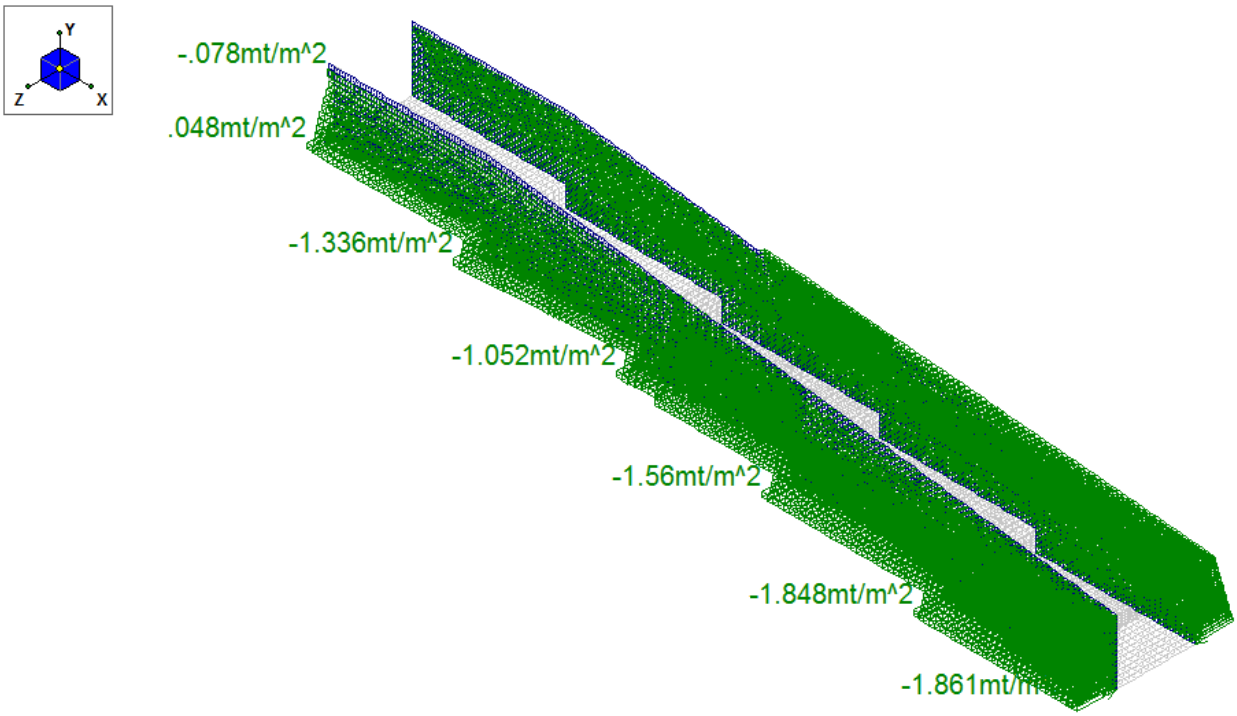


Figura 5 – BLC4 – Empuje estático de suelo

BLC5 : agua exterior (en el suelo, napa)

Como se indicó anteriormente, pese a no se encuentra informada napa natural en el sector, se recurre a la sana costumbre (seguridad en el diseño) de considerar que el suelo puede saturarse e inundarse subterráneamente por diversas razones. En el caso particular de la obra de entrada se asume que existe la posibilidad que la operación del canal en la zona no revestida induzca una napa en los alrededores, por lo que para el diseño se considera que existe una napa inducida con altura igual al 75% de la altura del borde más bajo del terreno en la llegada a la entubación, de acuerdo a la información topográfica (se asume que esta altura corresponde a la altura de agua normal de operación del canal no revestido).

Lo anterior implica que se considera un nivel uniforme de napa de 1.64 m (medido desde el sello de fundación del ingreso a la obra).

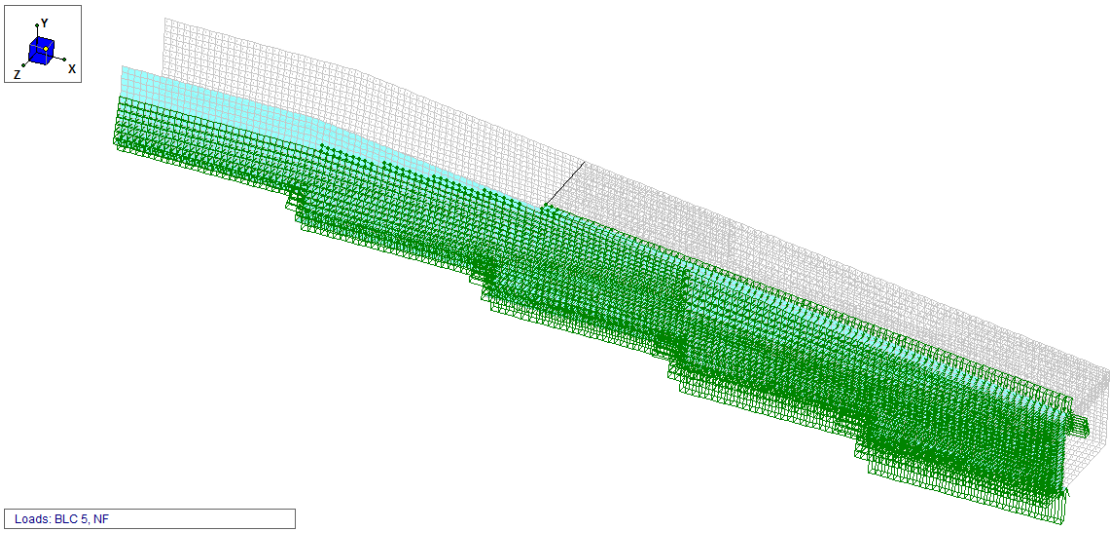


Figura 6 – BLC5 – Agua exterior (napa freática) – Muestra distribución sobre un muro, losa y radier

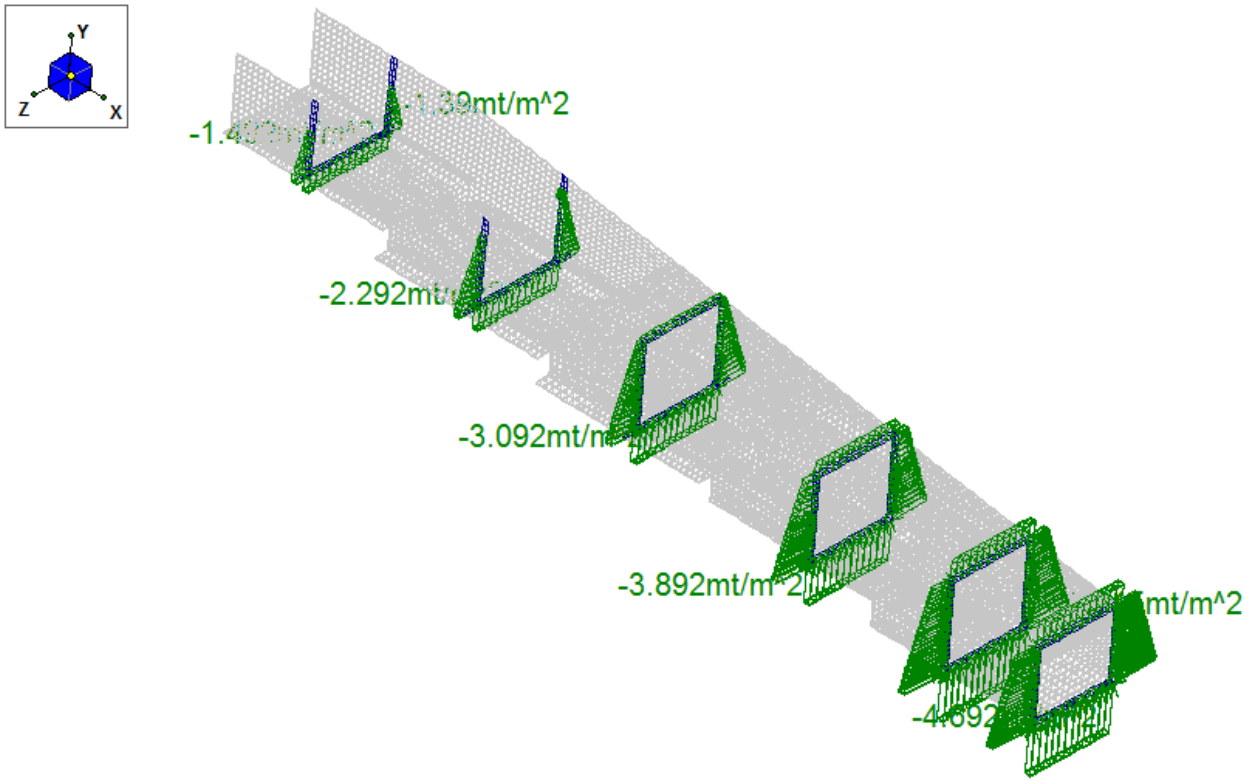


Figura 7 – BLC5 – Agua exterior (napa freática)

Las figuras anteriores muestran esquemáticamente la carga aplicada al modelo, la que es aplicada a todo lo largo de la estructura. Se muestran únicamente algunas

secciones para permitir la visualización de la variación a lo largo de la obra de la carga aplicada.

BLC6 : agua interior normal

Para la obra analizada, dado que se trata de una caída donde el flujo se acelerará, se considera una altura de agua normal de operación igual al 60% de la altura interior de la sección típica del canal. La presión aplicada sobre cada elemento del modelo depende de la profundidad respecto del nivel de escurrimiento libre, de 1.38m en cada "escalón".

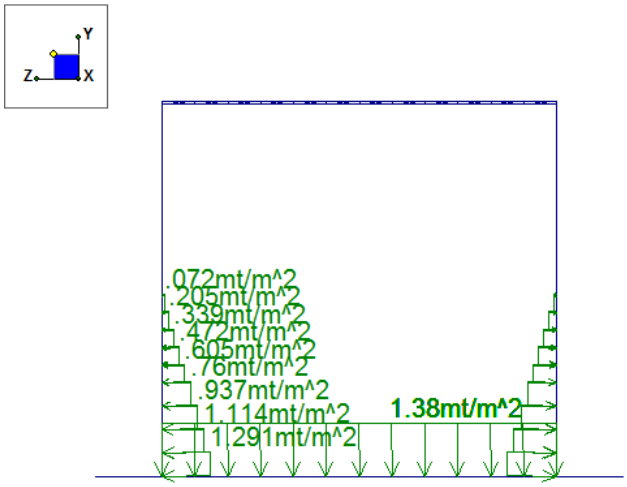


Figura 8 – BLC6– Agua interior en sección típica del canal (sección transversal)

BLC7 : Sismo actuando sobre la estructura

En forma análoga a lo indicado para el peso propio de la estructura, se aplica el sismo actuando sobre el peso de la estructura como un multiplicador del peso, actuando en dirección transversal o longitudinal al modelo, según la dirección de análisis. El multiplicador del peso propio corresponde al coeficiente sísmico 0.20, según se detalla anteriormente.

BLC8 : empuje sísmico del suelo

Se aplica el empuje uniforme de la NCh433 para muros arriostrados, en forma conservadora para los muros de la zona inicial del canal

$q = 0{,}3 \cdot C_R \cdot \gamma \cdot h \cdot Ao/g$

Para cada sección se determina la altura de relleno "h" sobre el nivel del sello de fundación y se determina el incremento de empuje por acción del sismo en consecuencia.

Sección inicial obra de entrada: h = 2.40m

→ $q = 0.3 \cdot 0.5 \cdot 2.0 \cdot 2.40 \cdot 0.3 = 0.22$ ton/m^2

Sección final obra de entrada: h = 5.12m

→ $q = 0.3 \cdot 0.5 \cdot 2.0 \cdot 5.12 \cdot 0.3 = 0.46$ ton/m^2

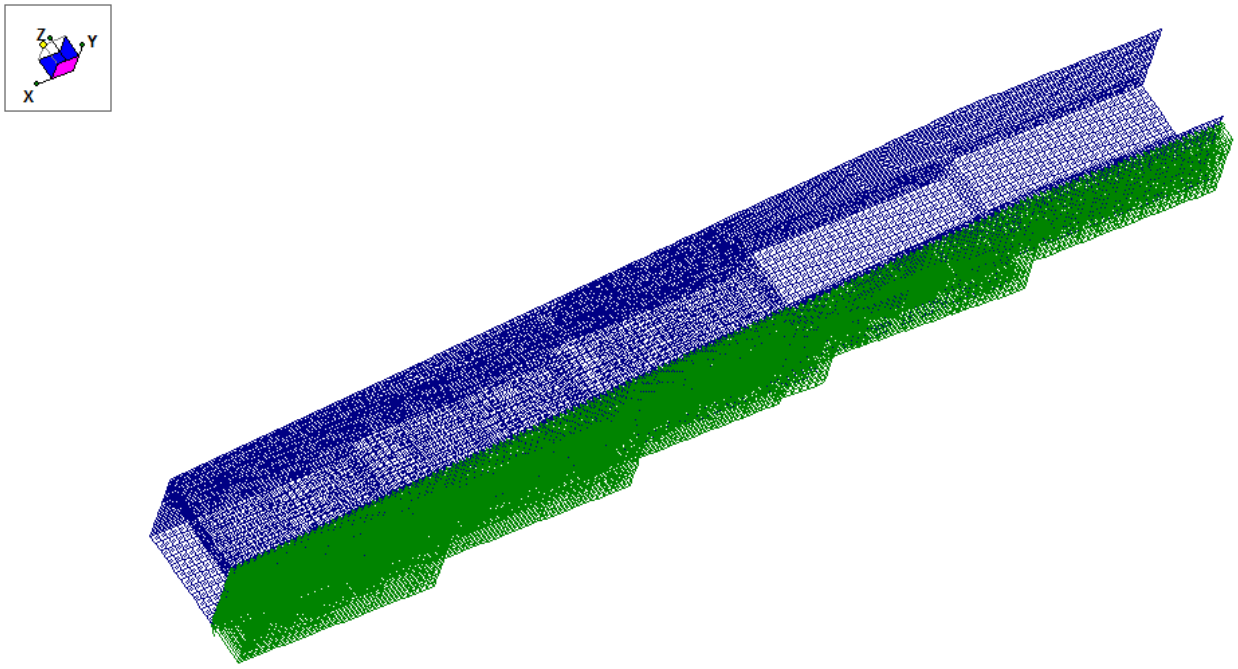


Figura 9 – BLC8 – Incremento de empuje de suelo por acción del sismo

BLC9 : empuje sísmico del agua

El comportamiento hidrodinámico del agua se representa con el criterio de Westergaard recomendado ampliamente en los criterios de diseño de obras hidráulicas en general. Se trata de una simplificación que asigna a un muro una presión $q=0.55 \cdot c_s \cdot h = 0.11 \cdot h$ (donde c_s es el coeficiente sísmico, 0.2 en nuestro caso).

Para la altura de agua de la obra, de 1.38m, se aplica una presión uniforme q=0.15 ton/m^2.

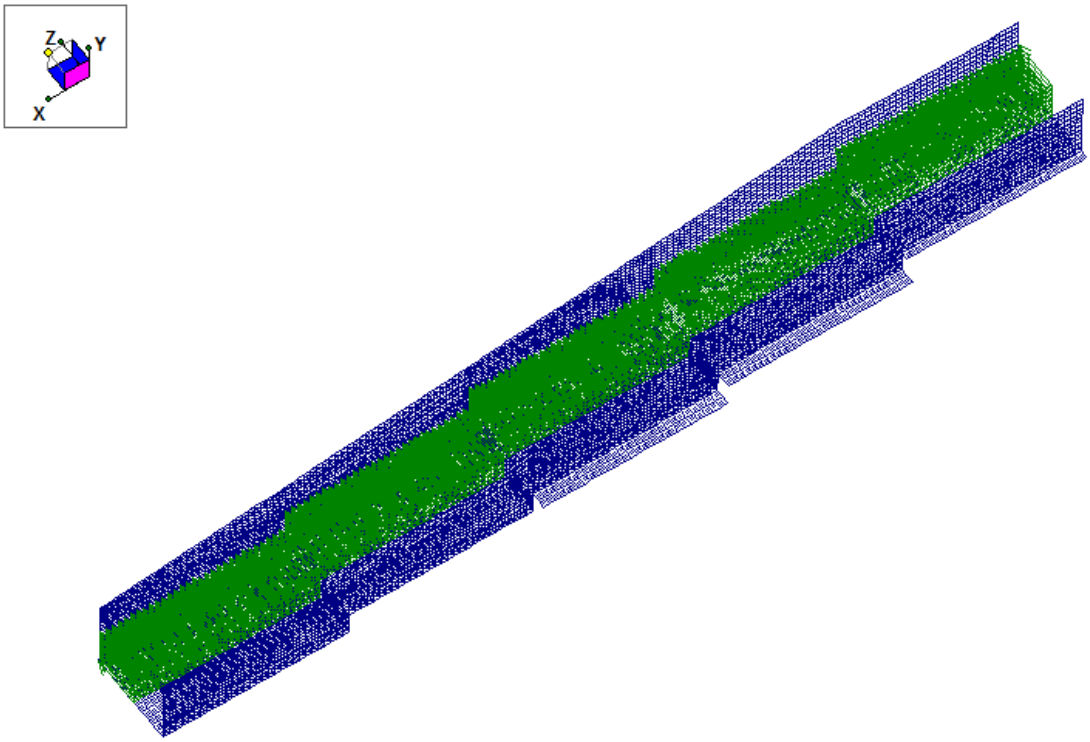


Figura 10 – BLC9 – Incremento de presiones por acción sísmica sobre el agua

BLC10: carga de tránsito superior

Para la obra de entrada y como criterio de diseño conservador se considera la carga completa de un camión AASTHO HS20-44 (32.5 ton), repartida sobre la totalidad de la losa de la sección de aguas abajo. Se aplica una carga total de 32.5*1.3 = 42.45 ton considerando un factor de impacto de 1.3. La carga se reparte sobre una superficie de LxB = 3.6m x 16.6m, con lo que se obtiene una sobrecarga uniforme de 0.707 ton/m^2.

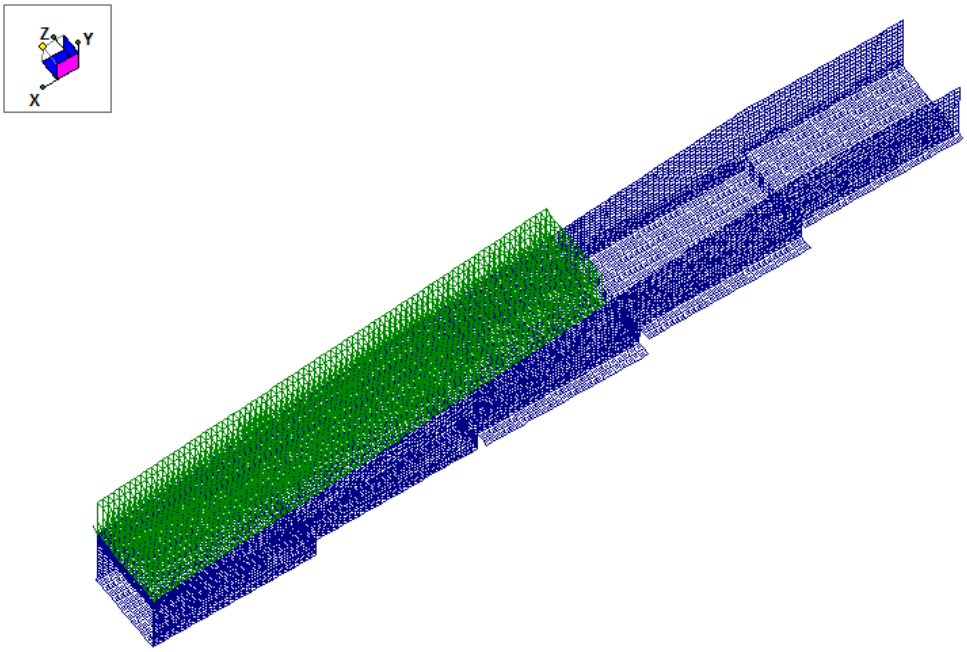


Figura 11 – BLC10 – Carga sobre la losa por sobrecarga de tránsito

En las combinaciones siguientes U1 a U4 representan las cargas mayoradas para el cálculo de armaduras, mientras que las combinaciones C1 a C4 representan condiciones de servicio para análisis de fisuración y presión de contacto con el suelo. Los factores de mayoración considerados corresponden a los indicados en ACI318-05.

Combinaciones para diseño de armaduras (mayoradas)

U1.1: estática ext. (solicitaciones en vano losa y radier) = 1.2·(BLC1 + BLC2 + BLC3) + 1.6·(0.33·BLC4 + 0.33·BLC5)

U1.2: estática ext. (solicitaciones en vano muros) = 1.0·(BLC1 + BLC2 + BLC3) + 1.6·(BLC4 + BLC5)

U1.3: estática ext. (solicitaciones en extremos elementos) = 1.2·(BLC1 + BLC2 + BLC3) + 1.6·(BLC4 + BLC5)

U2: estática int. = 0.9·(BLC1 + BLC2 + BLC3) + 1.4·(BLC6)

U3.1: estática ext. – sobrecarga de rueda (solicitación en vanos) = 1.2·(BLC1 + BLC2 + BLC3) + 1.6·(0.33·BLC4 + 0.33·BLC5) + 1.6·BLC10

U3.2: estática ext. – sobrecarga de rueda (solicitación en extremos elem.) = 1.2·(BLC1 + BLC2 + BLC3) + 1.6·(BLC4 + BLC5) + 1.6·BLC10

U4.1: caso sísmico – acción en el suelo = 1.2·(BLC1 + BLC2 + BLC3) + 1.6·(BLC4 + BLC5) + 1.4·(BLC7 + BLC8)

U4.2: caso sísmico – acción en el agua = 1.2·(BLC1 + BLC2 + BLC3 + BLC6) + 1.4·(BLC7 + BLC9)

U4.3: caso sísmico – acción en suelo y agua = 1.2·(BLC1 + BLC2 + BLC3 + BLC6) + 1.6·(BLC4 + BLC5) + 1.4·(BLC7 + BLC8 + BLC9)

Combinaciones de cargas de servicio (análisis de fisuración y tensiones de contacto)

C1.1: estática ext. (solicitaciones en vano losa y radier) = BLC1 + BLC2 + BLC3 + 0.33·(BLC4 + BLC5)

C1.2: estática ext. (solicitaciones en vano muros) = 0.9·(BLC1 + BLC2 + BLC3) + BLC4 + BLC5

C1.3: estática ext. (solicitaciones en extremos elementos) = BLC1 + BLC2 + BLC3 + BLC4 + BLC5

C2: estática int. = 0.9·(BLC1 + BLC2 + BLC3) + BLC6

C3.1: estática ext. – sobrecarga de rueda (solicitación en vanos) = BLC1 + BLC2 + BLC3 + 0.33·(BLC4 + BLC5) + BLC10

C3.2: estática ext. – sobrecarga de rueda (solicitación en extremos elem.) = BLC1 + BLC2 + BLC3 + BLC4 + BLC5 + BLC10

C4.1: caso sísmico – acción en el suelo = BLC1 + BLC2 + BLC3 + BLC4 + BLC5 + BLC7 + BLC8

C4.2: caso sísmico – acción en el agua = BLC1 + BLC2 + BLC3 + BLC6 + BLC7 + BLC9

C4.3: caso sísmico – acción en suelo y agua = BLC1 + BLC2 + BLC3 + BLC6 + BLC4 + BLC5 + BLC7 + BLC8 + BLC9

5. ANALISIS DE ESTABILIDAD

Se verifica la estabilidad de la obra a la flotación debido a la acción de la napa actuando sobre la obra. Para el análisis se consideran las siguientes combinaciones de cargas, no incluidas en el listado anterior:

C_{normal} (operación normal de la obra) = BLC1 + BLC2 + BLC3 + BLC5 + BLC6

$C_{eventual}$ (condición de vaciado rápido y NF "colgada") = BLC1 + BLC2 + BLC3 + BLC5

Para la condición de carga normal se requiere un factor de seguridad FS ≥ 1.20, en tanto para la condición eventual se requiere un factor de seguridad FS ≥ 1.15, definiéndose FS como el cuociente entre las fuerzas resistentes (peso) y las solicitantes (fuerza boyante). En la figura y cuadro siguiente se presenta el análisis de la obra, que se hizo por secciones.

Para el cálculo de las fuerzas resistentes, se considera que aquellas zonas que disponen de zarpa generan una cuña de arrancamiento que, en el caso límite, contribuyen a la estabilidad de la obra. Esta fuerza estabilizante se calcula como el peso de la cuña de suelo con un ángulo de 20º (medido respecto de la vertical), que nace en el extremo exterior de la zarpa.

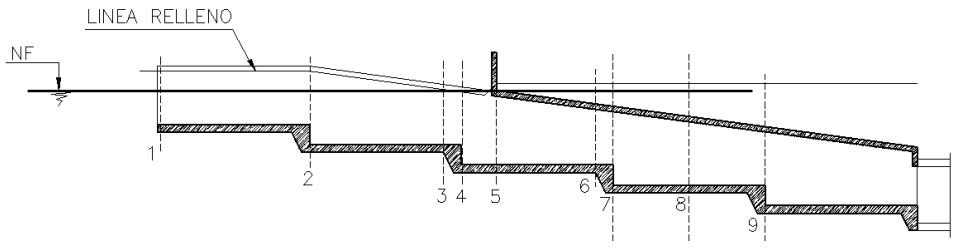


Figura 12 – Ubicación secciones de análisis flotación

Para el análisis de estabilidad por flotación se consideró:

Peso unitario del hormigón:	2.5	ton/m3
Peso unitario del relleno:	2.0	ton/m3
Ángulo cuña arrancamiento:	20.0	º

Tabla 1 – Análisis de estabilidad a la flotación

Sección	Hm (m)	em (m)	Bi (m)	er (m)	eL (m)	Bz (m)	Hrt (m)	ZNF (m)	Hwi (m)
1	2.6	0.30	3.00	0.3	0.00	0.15	2.4	1.64	1.38
2	3.4	0.30	3.00	0.30	0.00	0.50	3.2	2.44	1.38
3	2.69	0.30	3.00	0.30	0.00	0.50	2.49	2.44	1.38
4	3.4	0.30	3.00	0.30	0.00	0.50	3.2	3.24	1.38
5	3.22	0.30	3.00	0.30	0.20	0.50	3.52	3.24	1.38
6	2.69	0.30	3.00	0.30	0.20	0.00	3.52	3.24	1.38
7	3.4	0.30	3.00	0.30	0.20	0	4.32	4.04	1.38
8	3.23	0.30	3.00	0.30	0.20	0	4.32	4.04	1.38
9	3.4	0.30	3.00	0.30	0.20	0	5.12	4.84	1.38

Sección	West (t/m)	Wrell (t/m)	Wwi (ton/	F (t/m)	FR,N (t/m)	FR,E (t/m)	FS,N	FS,E	
1	6.375	3.23	4.14	5.99	13.75	9.61	2.294	1.603	
2	8.1	7.52	4.14	9.08	19.76	15.62	2.175	1.719	
3	7.035	3.46	4.14	9.08	14.64	10.5	1.612	1.156	
4	8.1	5.24	4.14	11.96	17.48	13.34	1.461	1.115	(*)
5	9.33	9.39	4.14	11.89	22.86	18.72	1.922	1.574	
6	7.785	4.00	4.14	9.68	15.92	11.78	1.644	1.217	
7	8.85	4.32	4.14	12.24	17.31	13.17	1.414	1.076	(*)
8	8.6	4.92	4.14	11.64	17.66	13.52	1.517	1.162	
9	8.85	7.20	4.14	12.24	20.19	16.05	1.65	1.311	

(*) Estabilidad global está garantizada, por lo que se acepta FS menor (mayor a la unidad) en zonas locales puntuales.

En los cuadros anteriores se tiene:

Hm = Altura de muros

em = Espesor muros

Bi = ancho interior

er = espesor del radier

eL = espesor de la losa

Bz = ancho de zarpa

Hrt = altura total de relleno (desde S.F.)

ZNF = posición de la napa (dede S.F.)

Hwi = altura de agua interior

West = peso de la estructura

Wrell = peso del relleno

Wwi = peso del agua interior

F = Fuerza de flotación (solicitante)

FR,N = fuerza resistente condición normal (con agua) (West+Wrell+Wwi)

FR,E = fuerza resistente condición eventual (vacío) (West+Wrell)

FS, N ; FS,E = factor de seguridad al levantamiento condición normal y eventual respectivamente.

6. VERIFICACIÓN DE FISURACIÓN POR RETRACCIÓN Y TEMPERATURA

Para la armadura de repartición (retracción y temperatura) se recurre a lo indicado en norma británica BS8007, que exige una cuantía ρ mínima de $f_{ct}/f_y = 0.0031$ (en toda la cara), siendo f_{ct} la resistencia a tracción del hormigón al 3er día (13 kg/cm^2 aproximadamente para H-30) y f_y la fluencia del acero de refuerzo (4200 kg/cm^2). No obstante, deberá calcularse el ancho de fisura $w_{máx}$ de acuerdo con la siguiente expresión:

$$w_{máx} = s_{máx} \cdot R \cdot \alpha \cdot (T_1 + T_2)$$

donde :

$s_{máx}$ = separación máxima entre fisuras, en mm.

R = coeficiente de restricción 0.5 para estructuras totalmente restringidas.

α = coeficiente de dilatación térmica del hormigón (12 E-6/°C)

T_1 = Diferencia entre el valor máximo alcanzado por el calor de hidratación y la temperatura ambiente. Deberá tomarse como mínimo 18°.

T_2 = Variación de temperatura estacional de verano a invierno. Se deberá adoptar un valor no inferior a 24°.

Para el armado de los elementos se considera una repartición típica a 15 cm en ambas direcciones, con lo que se obtienen cuantías que cumplen con el requerimiento mínimo por retracción y temperatura, según se indica a continuación.

Se considera un espesor de 30 cm para radier inferior y muros, con armadura de repartición ϕ12 a 15 en ambas caras y direcciones y espesor 20 cm para la losa superior, con armadura mínima ϕ10 a 15 en ambas caras y direcciones.

La separación máxima queda dada por: $s_{máx} = f_{ct}/f_b \cdot \phi/2\rho$

Para espesor 20 cm y armadura mínima ϕ10a15 se tiene:

$$s_{máx} = f_{ct}/f_b \cdot \phi/2\rho = 13/24 \cdot 10/(2 \cdot 0.0052) = 517mm$$

⇨ $w_{máx}$ = 0.13mm, menor a 0.2mm → cumple

Para espesor 30 cm y armadura mínima ϕ12a15 se tiene:

$$s_{máx} = f_{ct}/f_b \cdot \phi/2\rho = 13/24 \cdot 12/(2 \cdot 0.0050) = 647\ mm$$

⇨ $w_{máx}$ = 0.16mm, menor a 0.2mm → cumple

siendo:

f_{ct} = resistencia a la tracción del hormigón H-30 al 3er día.

f_b = tensión media de adherencia entre el hormigón y la barra de acero (para barras estriadas de acero este valor es 24 kg/cm^2 según BS8007).

ϕ = diámetro de la barra de refuerzo (10 ó 12mm).

ρ = cuantía de acero de la sección completa.

7. RESULTADOS DE LA MODELACION Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

Se muestran gráficamente los esfuerzos de flexión obtenidos del modelo Risa3D en las combinaciones para el diseño de armaduras.

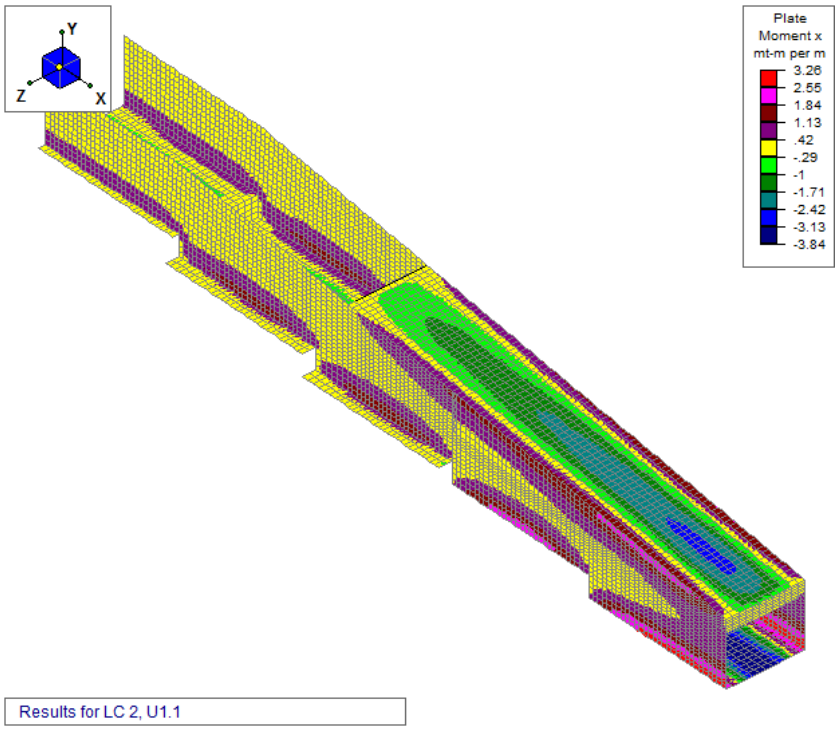


Figura 13 – Momento flector transversal combinación U1.1

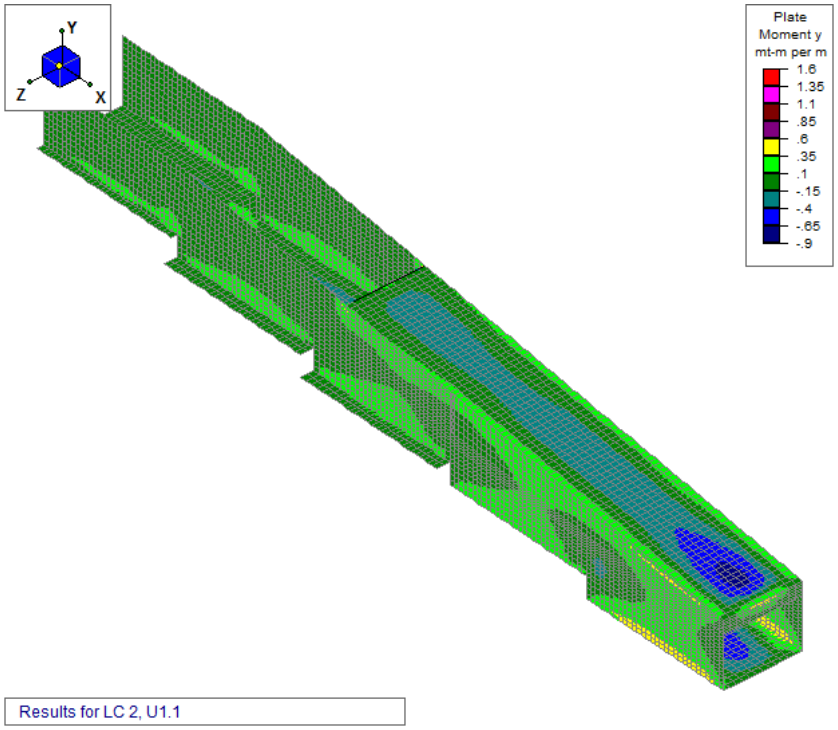


Figura 14 – Momento flector longitudinal combinación U1.1

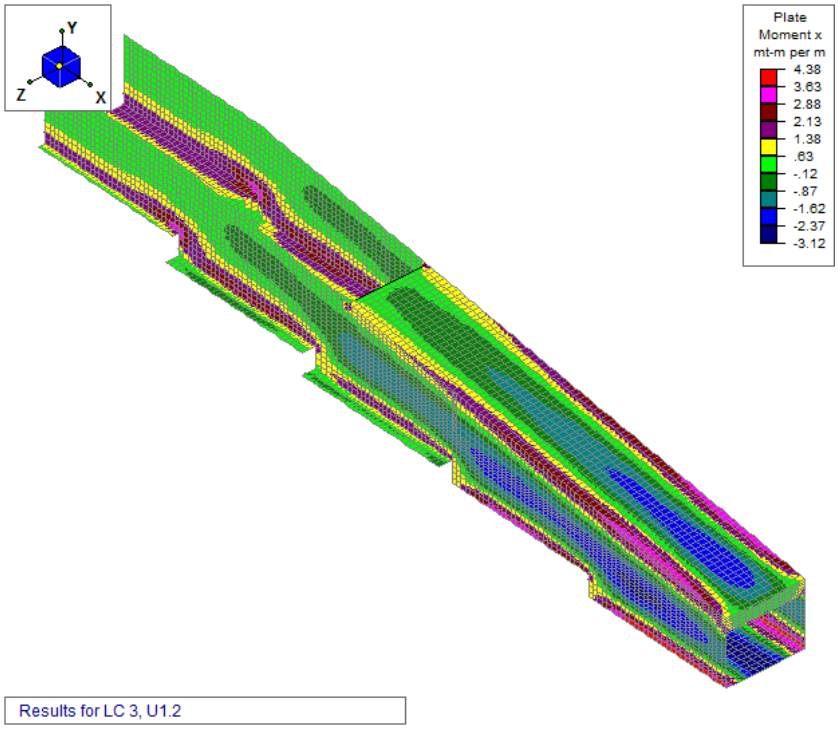


Figura 15 - Momento flector transversal combinación U1.2

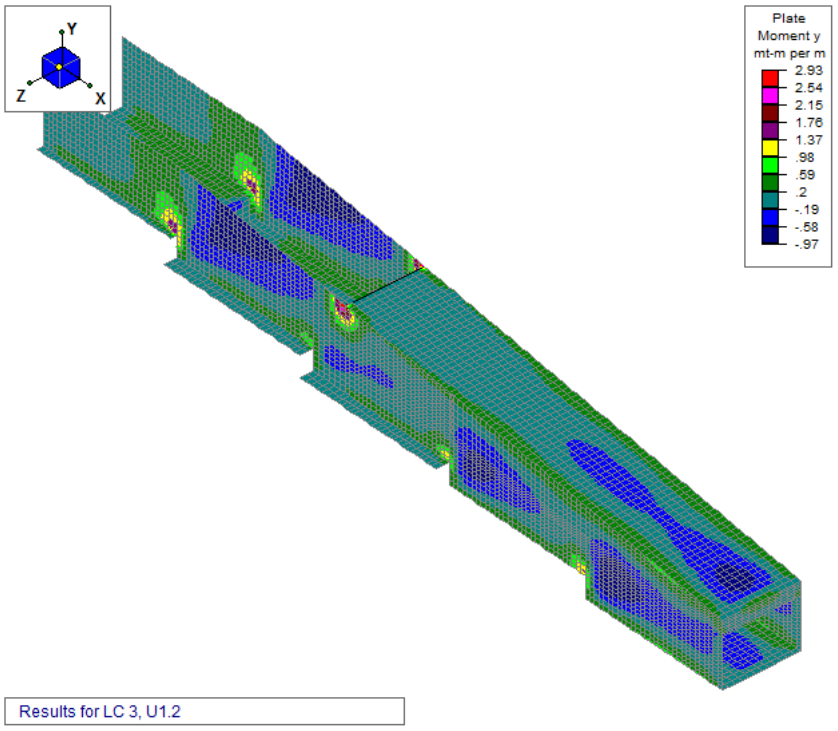


Figura 16 – Momento flector longitudinal combinación U1.2

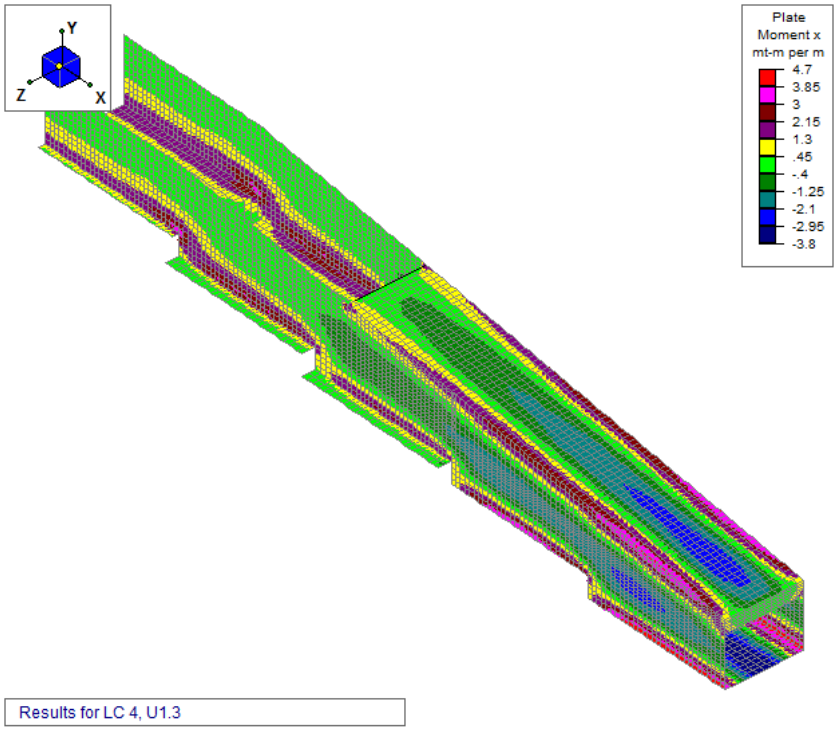


Figura 17 - Momento flector transversal combinación U1.3

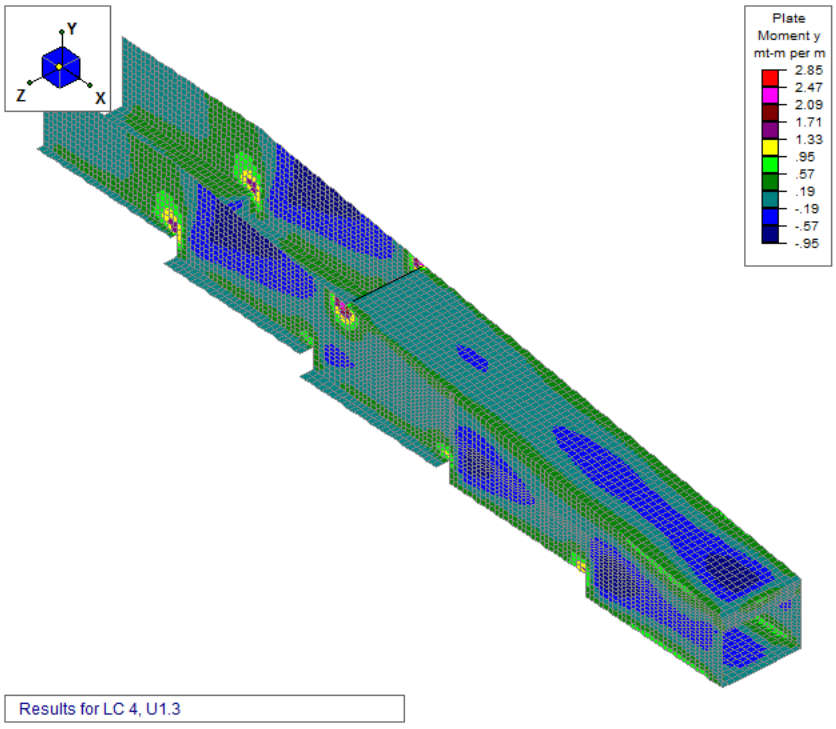


Figura 18 - Momento flector longitudinal combinación U1.3

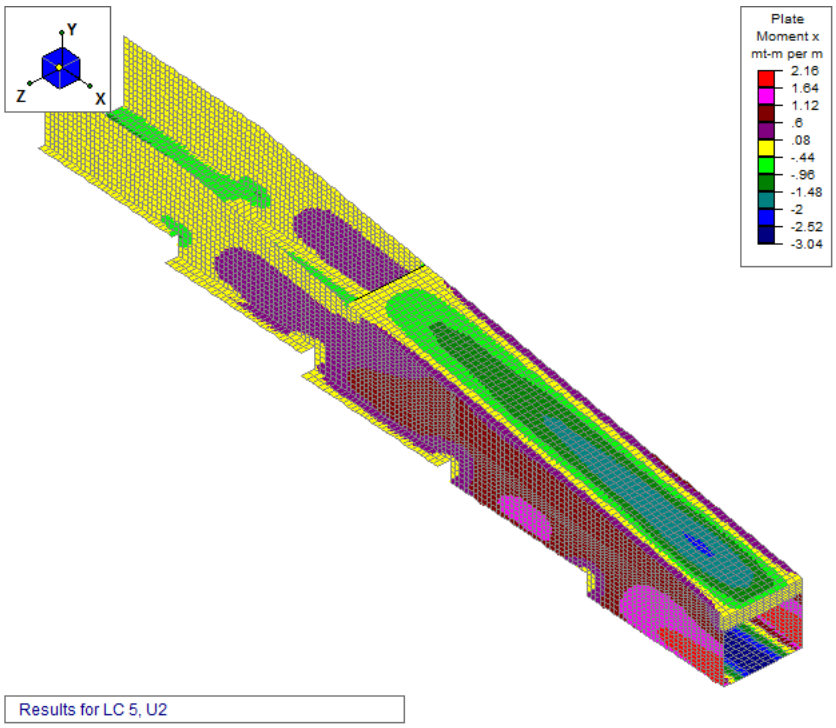


Figura 19 - Momento flector transversal combinación U2

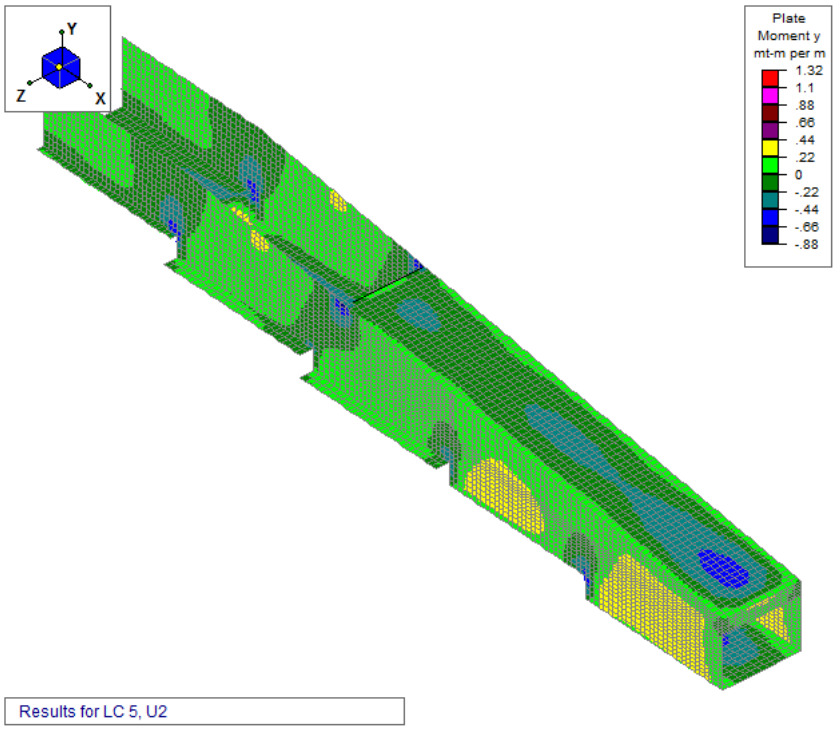


Figura 20 - Momento flector longitudinal combinación U2

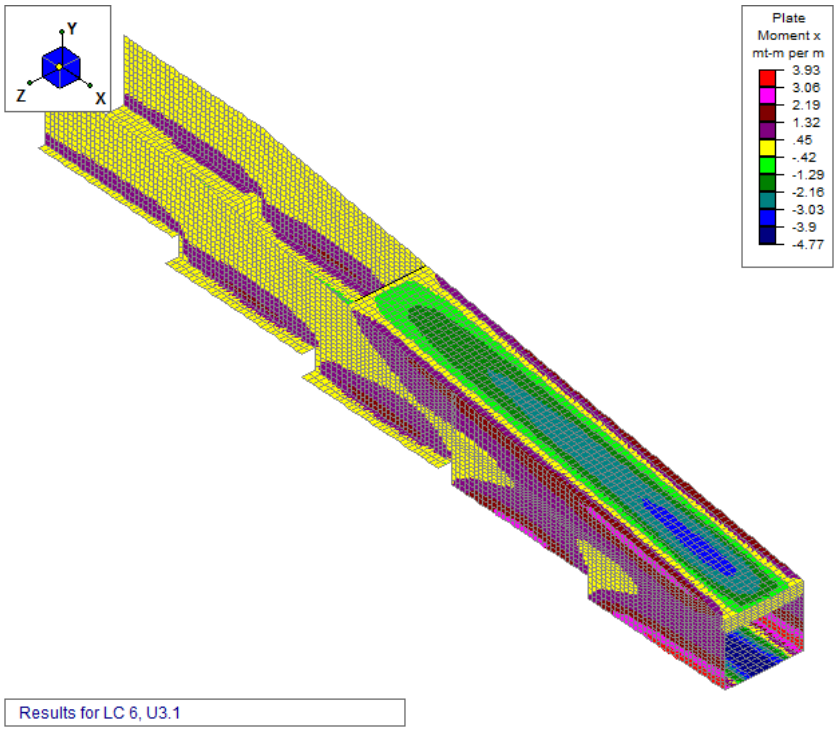


Figura 21 - Momento flector transversal combinación U3.1

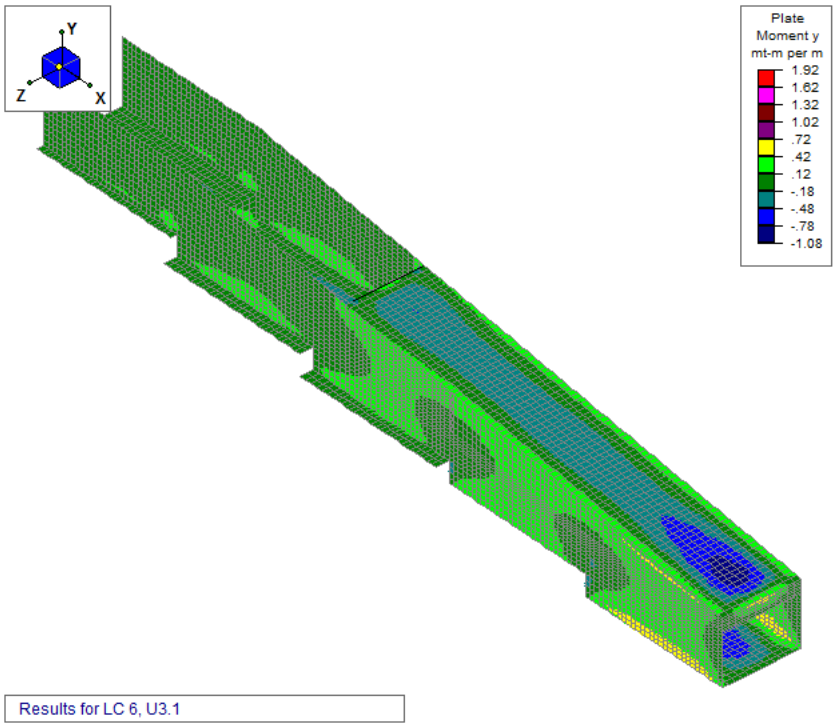


Figura 22 - Momento flector longitudinal combinación U3.1

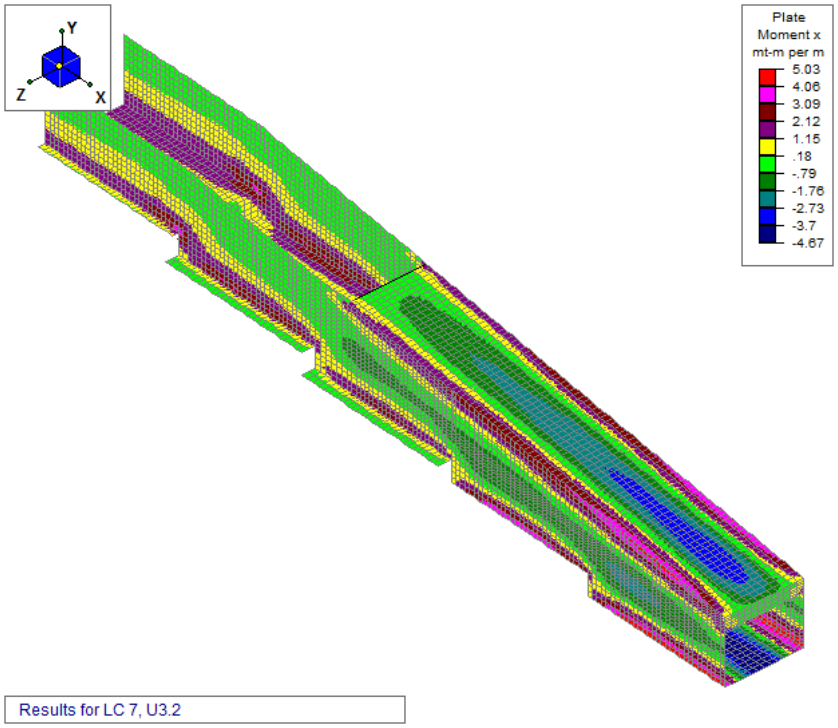


Figura 23 - Momento flector transversal combinación U3.2

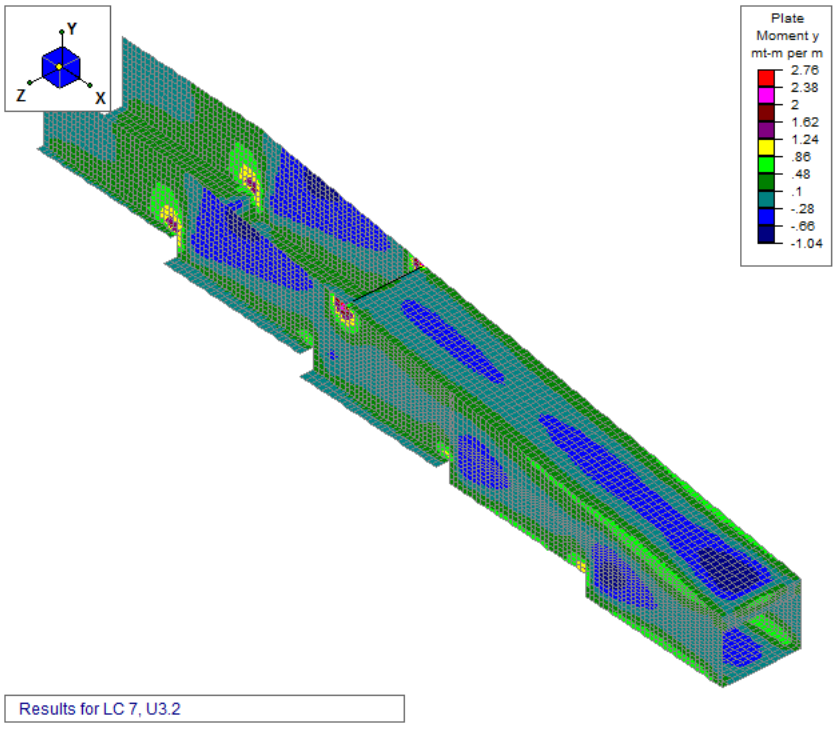


Figura 24 - Momento flector longitudinal combinación U3.2

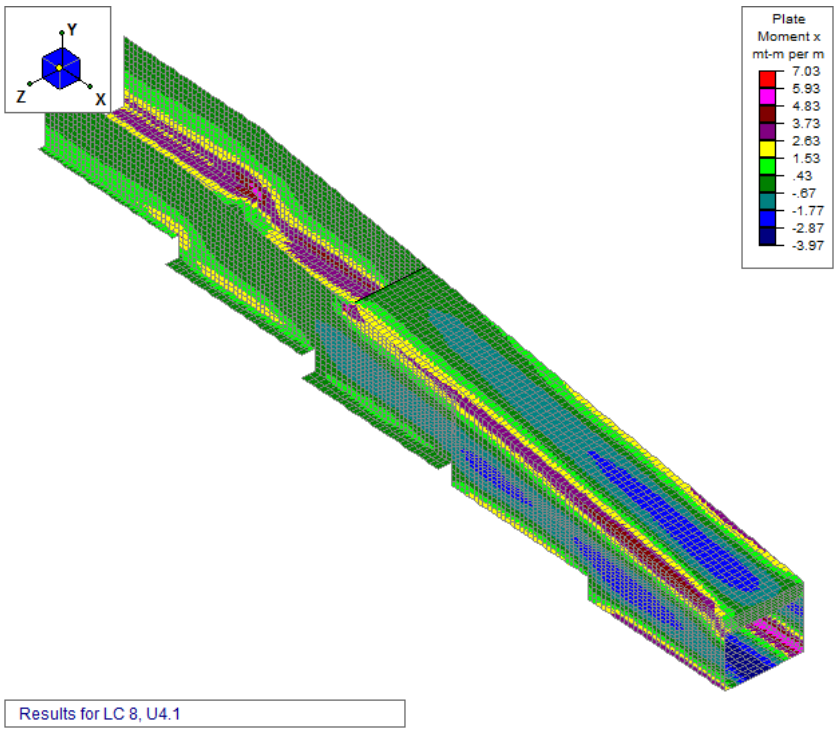


Figura 25 - Momento flector transversal combinación U4.1

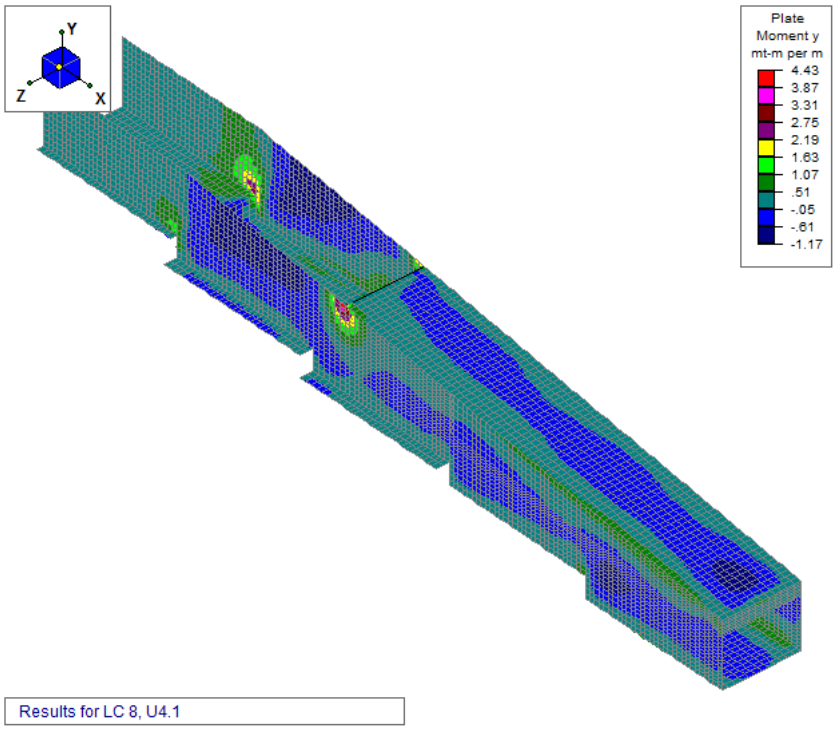


Figura 26 - Momento flector longitudinal combinación U4.1

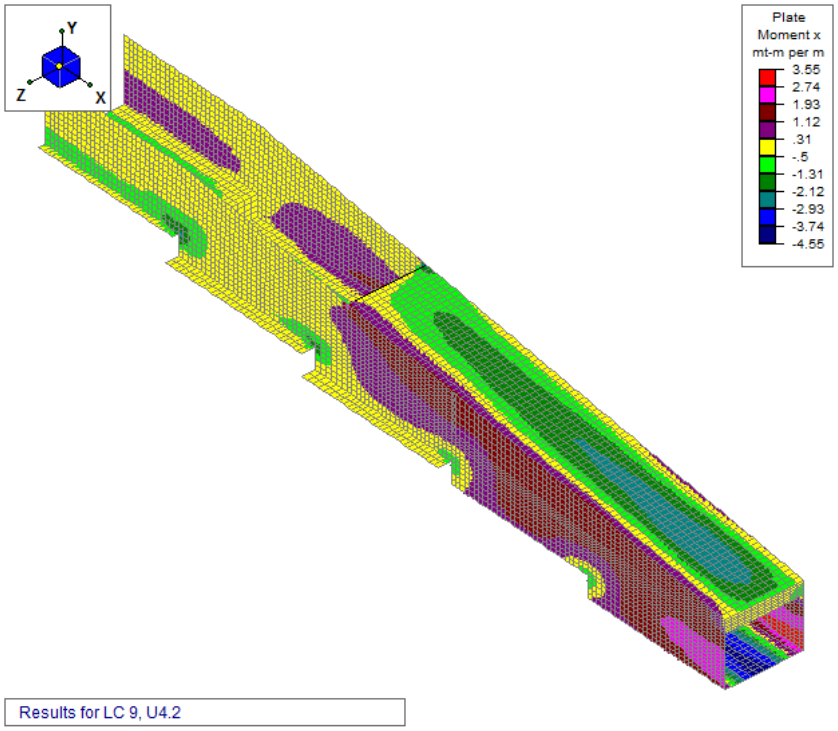


Figura 27 - Momento flector transversal combinación U4.2

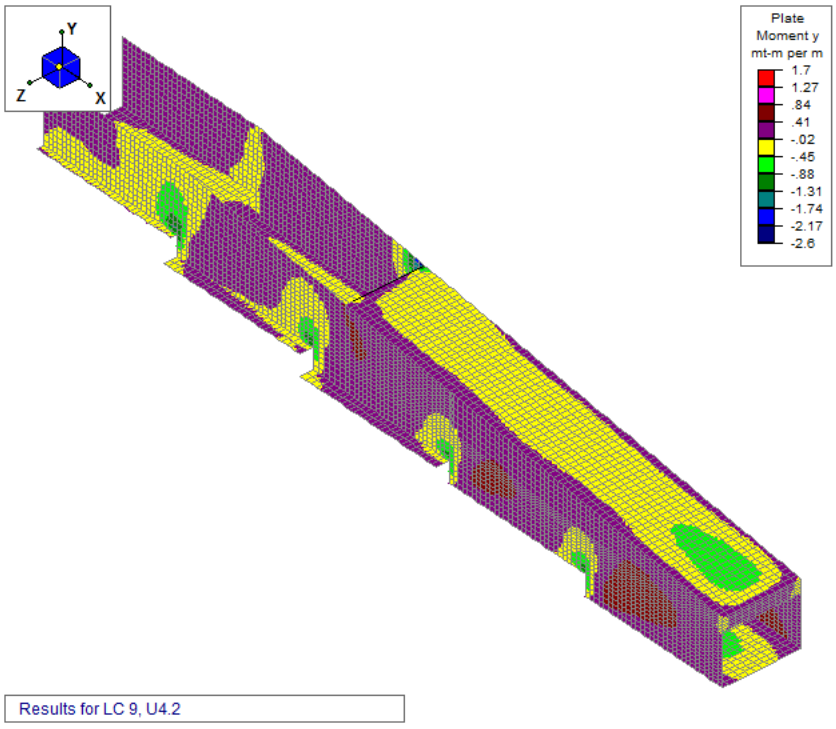


Figura 28 - Momento flector longitudinal combinación U4.2

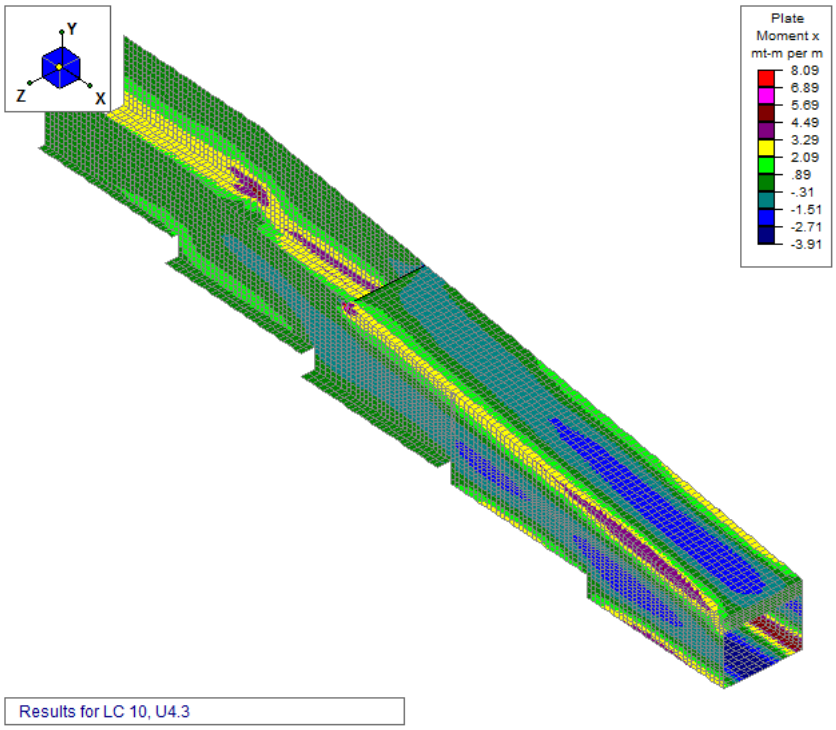


Figura 29 - Momento flector transversal combinación U4.3

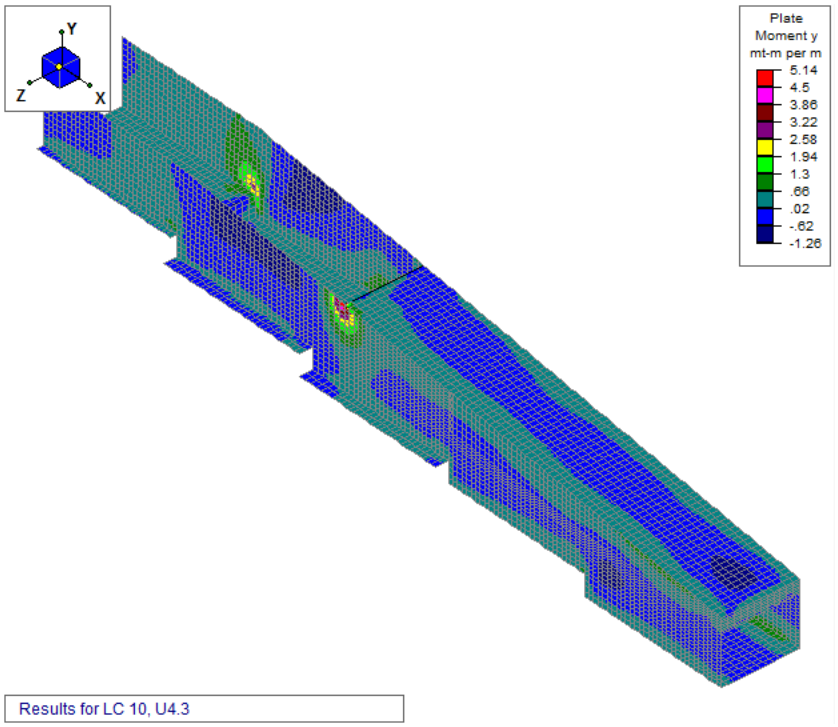


Figura 30 - Momento flector longitudinal combinación U4.3

Para los esfuerzos que se indican en las tablas siguientes, se sigue la nomenclatura de elementos indicada a continuación.

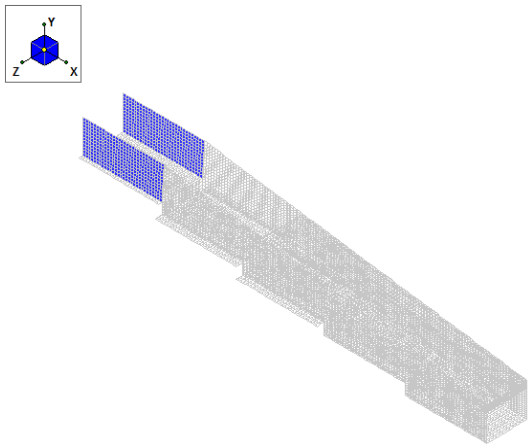


Figura 31 – Elementos M1 (e=30cm)

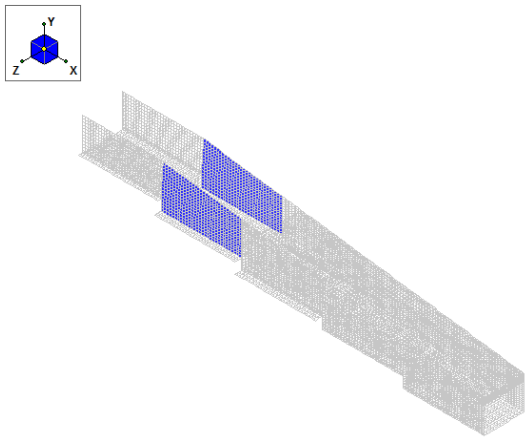


Figura 32 – Elementos M2 (e=30cm)

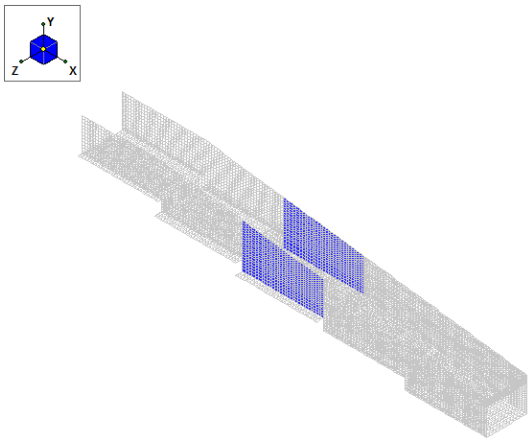


Figura 33 – Elementos M3 (e=30cm)

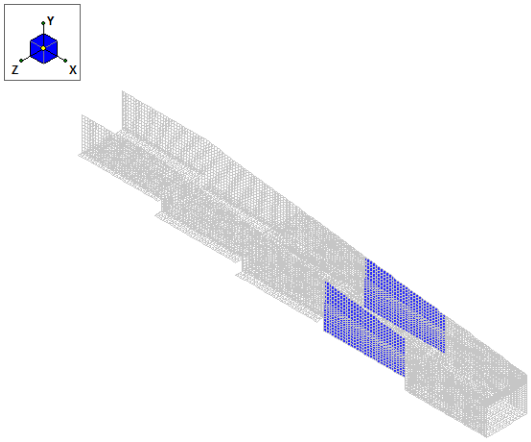


Figura 34 – Elementos M4 (e=30cm)

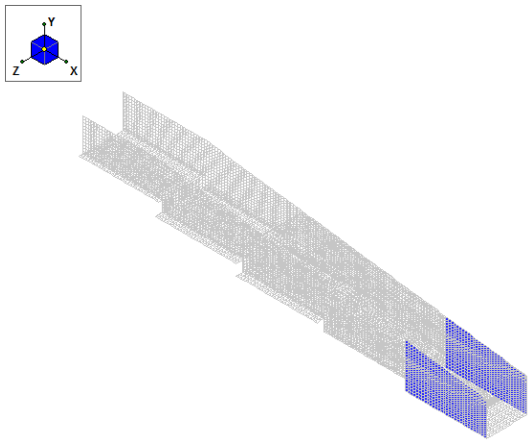


Figura 35 – Elementos M5 (e=30cm)

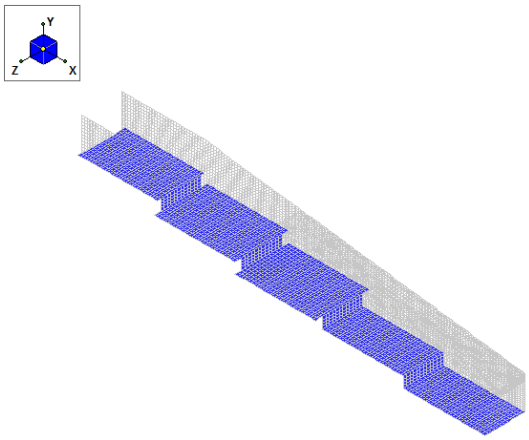


Figura 36 – Elementos Ri (e=30cm) (radier)

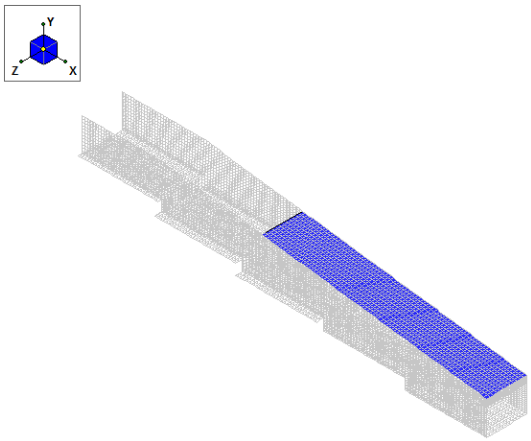


Figura 37 – Elementos Ls (e=20cm) (losa)

Tabla 2 – Esfuerzos máximos combinaciones mayoradas

Elem.	Cara	$M_{ux,\,max}$ (ton·m/m)	Comb.	$M_{uy,\,max}$ (ton·m/m)	Comb.	$\lvert V_{ux,\,max}\rvert$ (ton/m)	Comb.	$\lvert V_{uy,\,max}\rvert$ (ton/m)	Comb.
M1	Int.	-2.5	U4.2	-1.665	U4.2	-22.43	U4.1	9.59	U4.3
	Ext.	6.871	U4.1	3.609	U4.1				
M2	Int.	-2.699	U4.2	-1.506	U4.2	24.71	U4.1	-22.75	U4.1
	Ext.	6.259	U4.1	3.057	U4.1				
M3	Int.	-3.902	U4.2	-3.378	U4.2	29.17	U4.3	23.81	U4.1
	Ext.	7.564	U4.3	7.382	U4.3				
M4	Int.	-2.306	U4.1	-1.374	U4.2	-25.40	U4.1	-19.68	U4.1
	Ext.	4.934	U4.1	2.899	U4.1				
M5	Int.	-2.818	U4.1	-1.465	U4.2	-19.40	U4.1	-24.47	U4.1
	Ext.	5.873	U4.1	2.445	U4.1				
Ri	Int.	-4.588	U3.1	-1.203	U4.3	-26.30	U4.1	9.69	U4.3
	Ext.	6.468	U4.1	1.95	U3.1				
Ls	Int.	-2.902	U3.2	-0.956	U3.2	-10.67	U3.2	6.78	U3.2
	Ext.	4.092	U4.1	1.142	U3.2				

Tabla 3 – Solicitaciones máximas de momento, combinaciones de servicio

Elem.	Cara	$M_{sx,\,max}$ (ton·m/m)	Comb.	$M_{sy,\,max}$ (ton·m/m)	Comb.
M1	Int.	-0.867	C2	-0.668	C2
	Ext.	2.585	C1.2	1.296	C1.2
M2	Int.	-1.227	C2	-0.617	C2
	Ext.	2.486	C3.2	1.089	C1.2
M3	Int.	-0.761	C1.2	-1.105	C2
	Ext.	2.248	C3.2	2.404	C1.2
M4	Int.	-1.114	C1.2	-0.644	C2
	Ext.	2.836	C3.2	1.051	C1.2
M5	Int.	-1.379	C1.2	-0.794	C2
	Ext.	3.757	C3.2	0.837	C1.2
Ri	Int.	-3.643	C3.1	-0.813	C3.1
	Ext.	3.082	C3.2	1.555	C3.1
Ls	Int.	-2.167	C3.2	-0.704	C3.2
	Ext.	2.84	C3.2	0.829	C3.2

(No se incluye en el análisis las combinaciones sísmicas, pues análisis de fisuración es relevante solamente se hace para condiciones permanentes o semi permanentes)

En los cuadros anteriores se tiene:

M_x = momentos en sentido transversal al eje de la obra

M_y = momentos en sentido longitudinal, paralelo al eje de la obra

V_x = corte asociado al momento en sentido transversal al eje de la obra

V_y = corte asociado al momento en sentido longitudinal, paralelo al eje de la obra

Ls = losa superior

Ri = Radier inferior

Verificación del corte:

Se tiene la siguiente resistencia al corte, proporcionada por el hormigón:

e = 20 cm → $\phi \cdot V_c = 0.75 \cdot 0.53 \cdot f'_c{}^{0.5} \cdot 100 \cdot (20-5) / 1000 = 9.42$ ton/m

e = 30 cm → $\phi \cdot V_c = 0.75 \cdot 0.53 \cdot f'_c{}^{0.5} \cdot 100 \cdot (30-5) / 1000 = 15.71$ ton/m

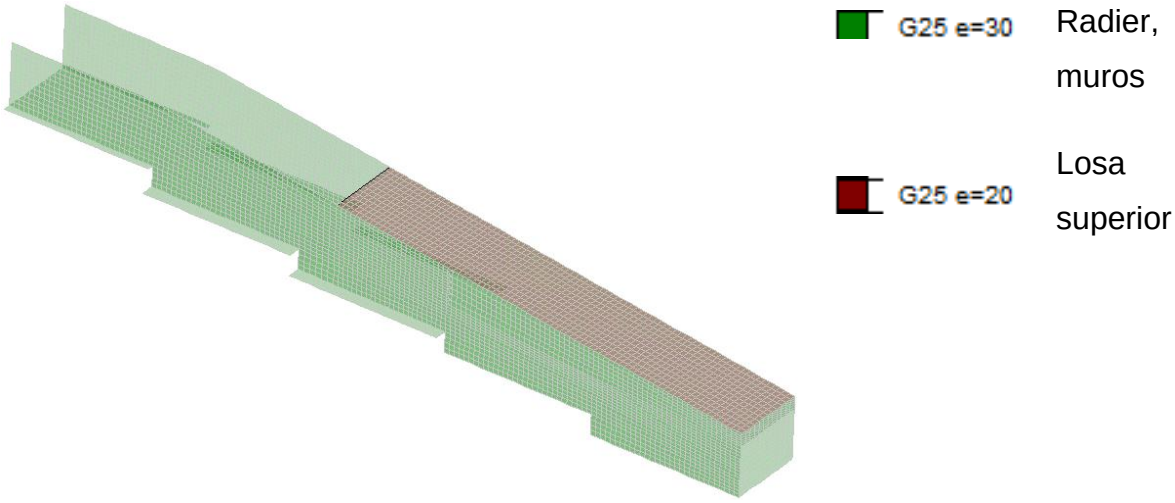


Figura 38 – Distribución de espesores en el modelo (cm)

Las figuras siguientes muestran las solicitaciones de corte obtenidas del modelo para las combinaciones que controlan en diseño.

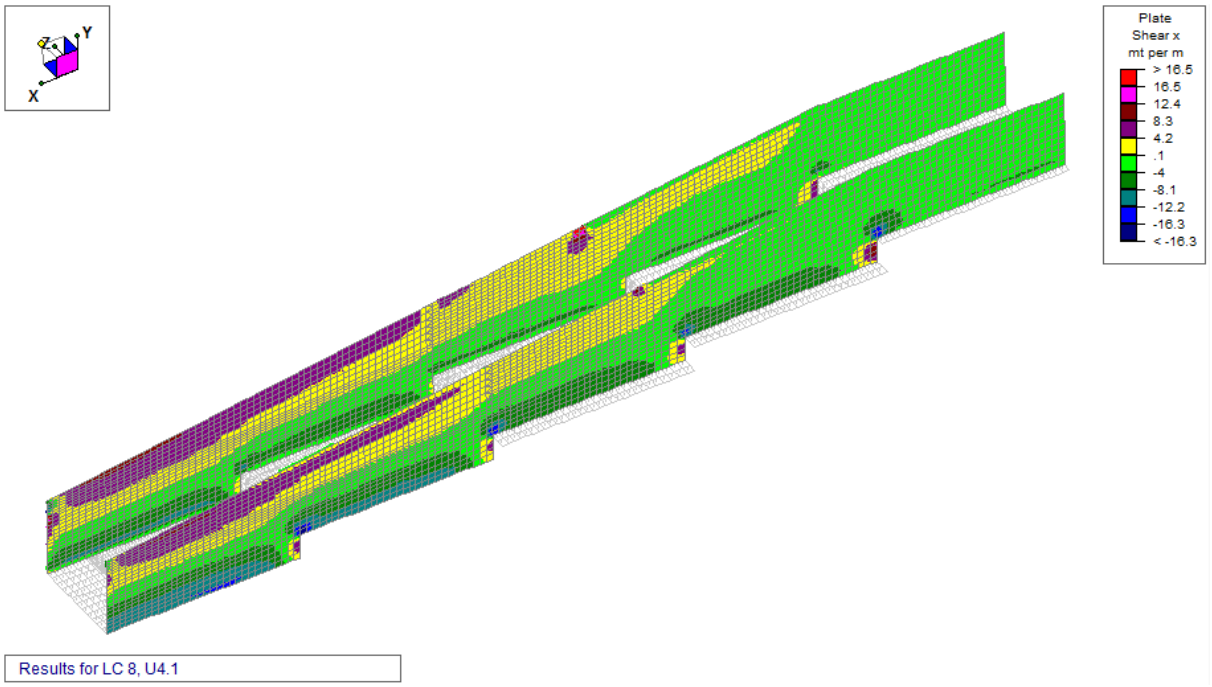


Figura 39 - Esfuerzo de corte en muros asociado a momento transversal, combinación U4.1

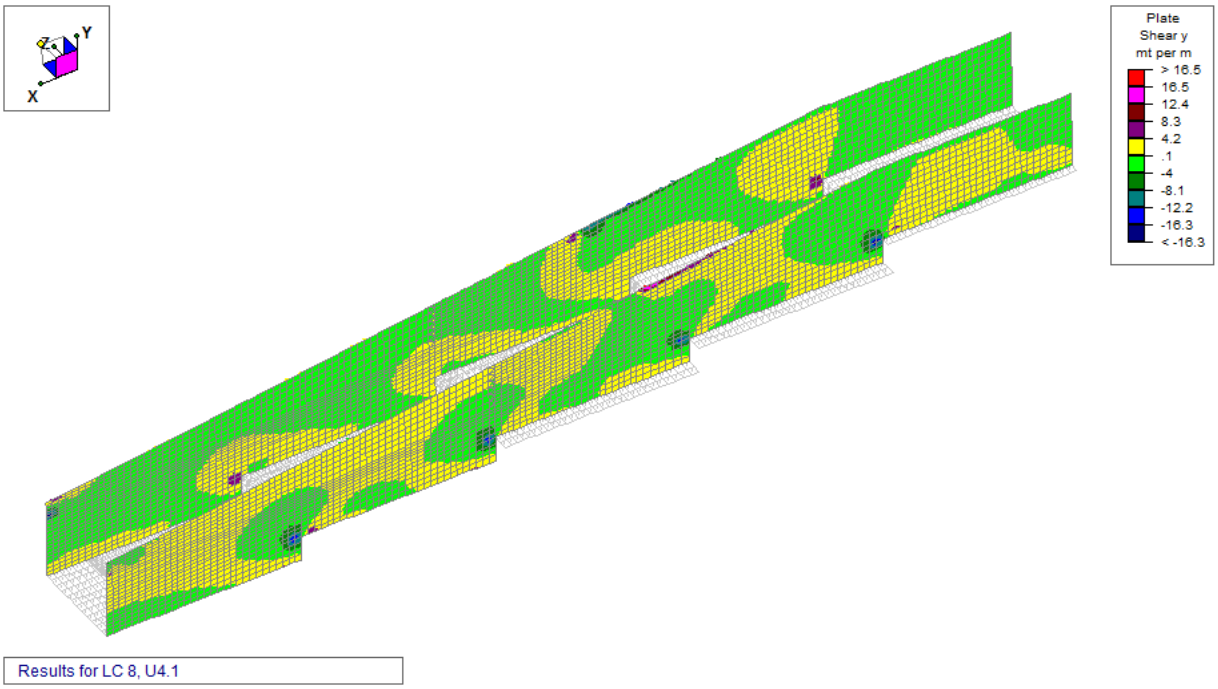


Figura 40 - Esfuerzo de corte en muros asociado a momento longitudinal, combinación U4.1

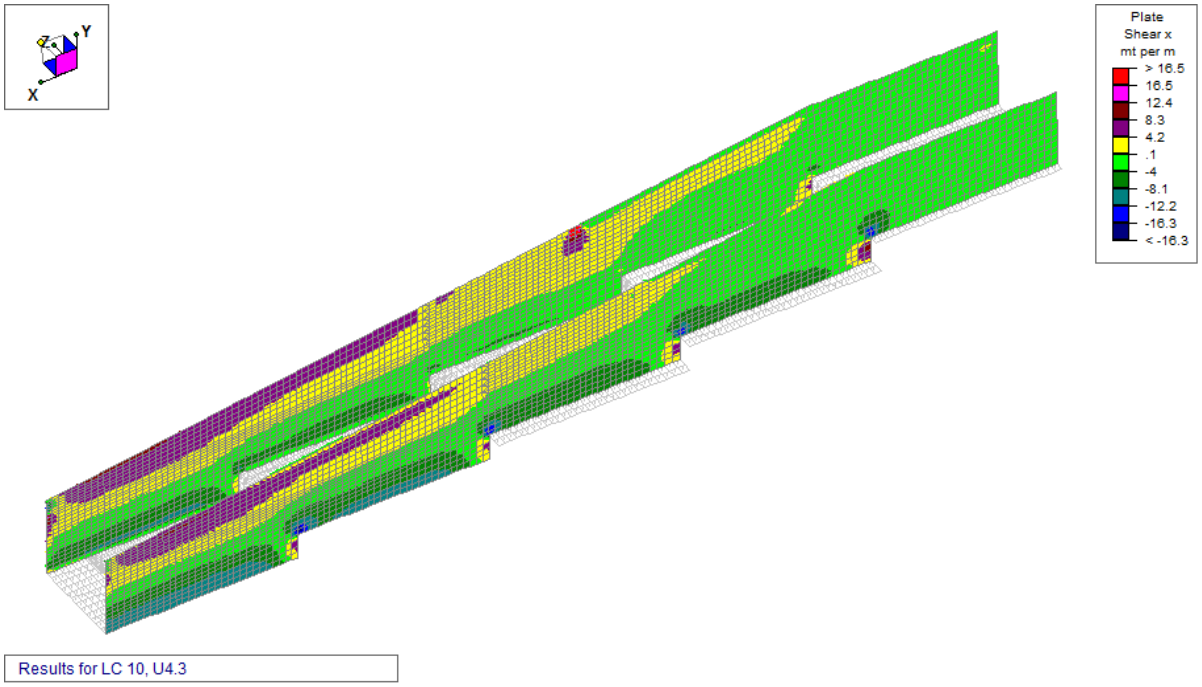


Figura 41 - Esfuerzo de corte en muros asociado a momento transversal, combinación U4.3

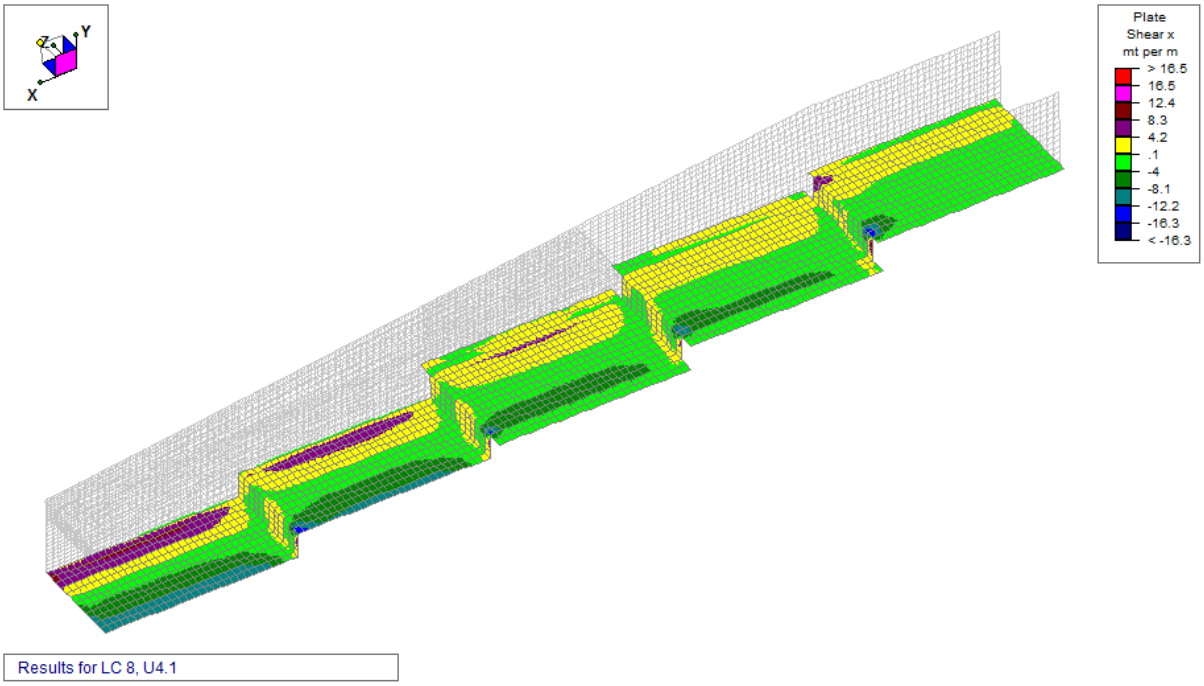


Figura 42 - Esfuerzo de corte en radier asociado a momento transversal, combinación U4.1

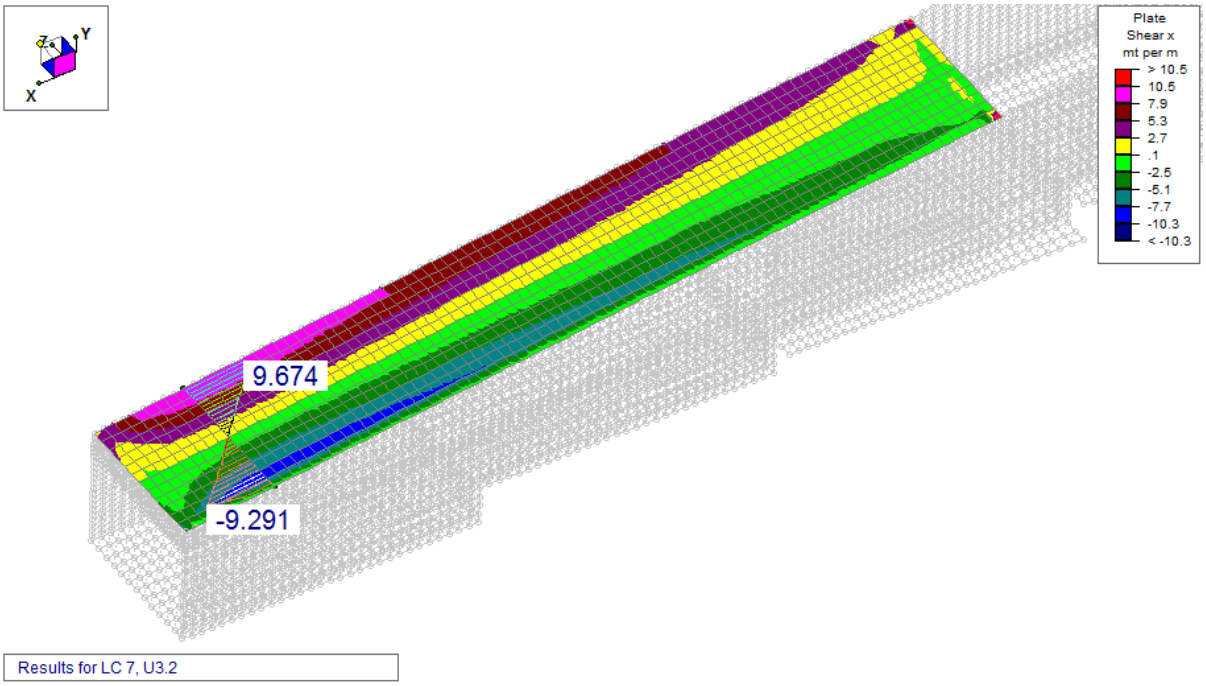


Figura 43 - Esfuerzo de corte en losa asociado a momento transversal, combinación U3.2

Como se observa en las figuras anteriores, los muros presentan concentraciones de corte que exceden, en forma local, el corte resistido puramente por el hormigón, en la zona de los escalones. Se refuerzan estas zonas, de acuerdo con:

V_u = 29.17 ton/m

$V_{s,\,req}$ = (29.17 – 15.71) / 0.75 = 17.95 ton/m

$A_{v,\,req} = V_{s,\,req} \cdot s / (fy \cdot d)$ = 17.95 · 10 / (4.2·25) = 1.71 cm^2/m

→ Se disponen estribos ϕ8a10, con lo que se obtiene 10 barras ϕ8 / m (5.02 cm^2/m) en sentido perpendicular al plano del muro cada 10 cm medidos en sentido vertical. Esta armadura se dispone en los alrededores de las zonas más solicitadas por corte.

La figura siguiente muestra en forma esquemática la distribución de refuerzos de corte en los muros.

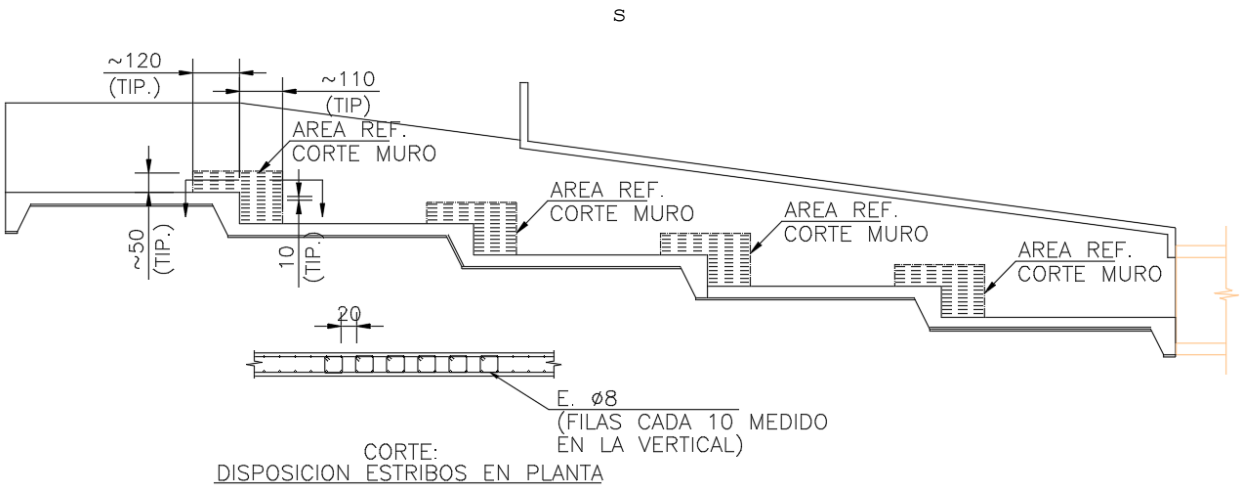


Figura 44 – Esquema distribución refuerzo de corte en muros

En lo que se refiere al radier, las zonas en las que se excede localmente el corte resistido puramente por el hormigón corresponden a las zonas de los escalones, que disponen de un espesor mayor que el considerado en el análisis, por lo que no se requiere mayor análisis ni refuerzo (e = 42 a 76 cm → $\phi \cdot V_c \geq 23.3$ ton/m)

Por último, la losa superior excede localmente el corte resistido por el hormigón en el borde del muro. Tomando el corte a distancia "d" del borde, de acuerdo a lo indicado en código ACI, se obtiene $V_{u,\,max} = 8.60$ ton/m < $\phi \cdot V_c$ → OK.

Por lo anteriormente expuesto, solamente se requiere reforzar al corte los muros, de acuerdo a lo mostrado en la Figura 44.

Los cuadros siguientes muestran las armaduras determinadas para las solicitaciones de flexión en muros, radier y losa.

Tabla 4 - Armaduras transversales (losa, radier) / verticales (muros)

Elem.	Cara	e (cm)	$M_{u,\ diseño}$ (ton·m/m)	$A_{s,\ min}$ (cm2/m)	$A_{s,\ calculo}$ (cm2/m)	$A_{s,\ req.}$ (cm2/m)	Armadura dispuesta		
							Fe.	cm2/m	
M1	Int.	30	-2.50	8.33	2.67	3.77	Ø12a15	7.54	
	Ext.	30	6.87	8.33	7.49	8.33	Ø12a15+s.Ø8a15	10.89	(1)
M2	Int.	30	-2.70	8.33	2.89	3.85	Ø12a15	7.54	
	Ext.	30	6.26	8.33	6.81	8.33	Ø12a15+s.Ø8a15	10.89	(1)
M3	Int.	30	-3.90	8.33	4.2	5.60	Ø12a15	7.54	
	Ext.	30	7.56	8.33	8.27	8.33	Ø12a15+s.Ø8a15	10.89	(2A)
M4	Int.	30	-2.31	8.33	2.46	3.77	Ø12a15	7.54	
	Ext.	30	4.93	8.33	5.33	7.11	Ø12a15+s.Ø8a15	10.89	(5)
M5	Int.	30	-2.82	8.33	3.02	4.03	Ø12a15	7.54	
	Ext.	30	5.87	8.33	6.38	8.33	Ø12a15+s.Ø8a15	10.89	(2)
Ri	Superior	30	-4.59	8.33	4.95	6.60	Ø12a15+s.Ø8a15	10.89	(3)
	Inferior	30	6.47	8.33	7.04	8.33	Ø12a15+s.Ø8a15	10.89	(4)
Ls	Inferior	20	-2.90	5.00	5.3	5.30	Ø10a15+s.Ø8a15	8.59	(4)
	Superior	20	4.09	5.00	7.6	7.60	Ø12a15+s.Ø10a15	12.78	(3)

(1) Extremo inferior del muro, cara exterior.

(2) Extremo inferior del muro, cara exterior y extremo superior del muro, encuentro con la losa.

(2A) Extremo inferior del muro, cara exterior y extremo superior del muro, encuentro con la losa. Extremo superior del muro únicamente en la zona más baja del tramo asociado a M3.

(3) Extremo, encuentro con muros, controlado por fisuracion.

(4) Vano

(5) Extremo inferior del muro, cara exterior y extremo superior del muro, encuentro con la losa. Controlado por fisuración

Tabla 5 - Armaduras longitudinales

Elem.	Cara	e (cm)	$M_{u,\ diseño}$ (ton·m/m)	$A_{s,\ min}$ (cm2/m)	$A_{s,\ calculo}$ (cm2/m)	$A_{s,\ req.}$ (cm2/m)	Armadura dispuesta		
							Fe.	cm2/m	
M1	Int.	30	-1.67	8.33	1.77	3.77	Ø12a15	7.54	
	Ext.	30	3.61	8.33	3.88	5.17	Ø12a15	7.54	
M2	Int.	30	-1.51	8.33	1.6	3.77	Ø12a15	7.54	
	Ext.	30	3.06	8.33	3.28	4.37	Ø12a15	7.54	
M3	Int.	30	-3.38	8.33	3.63	4.84	Ø12a15	7.54	
	Ext.	30	7.38	8.33	8.07	8.33	Ø12a15+s.Ø8a15	10.89	(*)
M4	Int.	30	-1.37	8.33	1.46	3.77	Ø12a15	7.54	
	Ext.	30	2.90	8.33	3.11	4.15	Ø12a15	7.54	
M5	Int.	30	-1.47	8.33	1.56	3.77	Ø12a15	7.54	
	Ext.	30	2.45	8.33	2.61	3.77	Ø12a15	7.54	
Ri	Int.	30	-1.20	8.33	1.28	3.77	Ø12a15	7.54	
	Ext.	30	1.95	8.33	2.08	3.77	Ø12a15	7.54	
Ls	Int.	20	-0.96	5.00	1.71	2.62	Ø10a15	5.24	
	Ext.	20	1.14	5.00	2.04	2.72	Ø10a15	5.24	

(*) Sector de inicio de la losa superior, suples en el metro superior del muro en ambas caras.

Para los cálculos se consideró lo siguiente:

f'c =	250	kg/cm2
fy =	4200	kg/cm2
Rec. =	5	cm

Armaduras mínimas por Retracción y Temperatura (en cada cara)

$A_{s,\ min,\ RyT}$ =	2.62	cm2/m (e=20 cm)
$A_{s,\ min,\ RyT}$ =	3.77	cm2/m (e=30 cm)

Análisis de fisuración para condiciones de servicio

Se verifica la fisuración de acuerdo con la teoría indicada en ACI 318-95, para las secciones analizadas para las condiciones de servicio, considerando la máxima solicitación de momento.

Tabla 6 - Fisuración "w" en condición de servicio – análisis transversal

Elem.	Cara / dir	M_s (ton·m/m)	e (cm)	Armadura disp.		s (cm)	fs (t/cm2)	Z (ton/cm)	w (mm)
				Fe.	cm2/m				
M1	Int. / x	-0.867	30	Ø12a15	7.54	15	0.529	5.18	0.07
	Ext. / x	2.585	30	Ø12a15+s. Ø8a15	10.89	7.5	1.092	8.49	0.11
M2	Int. / x	-1.227	30	Ø12a15	7.54	15	0.749	7.34	0.10
	Ext. / x	2.486	30	Ø12a15+s. Ø8a15	10.89	7.5	1.05	8.17	0.11
M3	Int. / x	-0.761	30	Ø12a15	7.54	15	0.464	4.55	0.06
	Ext. / x	2.248	30	Ø12a15+s. Ø8a15	10.89	7.5	0.95	7.39	0.10
M4	Int. / x	-1.114	30	Ø12a15	7.54	15	0.68	6.66	0.09
	Ext. / x	2.836	30	Ø12a15+s. Ø8a15	10.89	7.5	1.198	9.32	0.12
M5	Int. / x	-1.379	30	Ø12a15	7.54	15	0.841	8.24	0.11
	Ext. / x	3.757	30	Ø12a15+s. Ø8a15	10.89	7.5	1.587	12.34	0.16
Ri	Int. / x	-3.643	30	Ø12a15+s. Ø8a15	10.89	7.5	1.539	11.97	0.16
	Ext. / x	3.082	30	Ø12a15+s. Ø8a15	10.89	7.5	1.302	10.13	0.13
Ls	Int. / x	-2.167	20	Ø10a15+s. Ø8a15	8.59	7.5	1.934	14.86	0.19
	Ext. / x	2.84	20	Ø12a15+s. Ø10a15	12.78	7.5	1.704	13.25	0.17

Tabla 7 - Fisuración "w" en condición de servicio – análisis longitudinal

Elem.	Cara / dir	M_s (ton·m/m)	e (cm)	Armadura disp.		s (cm)	fs (t/cm2)	Z (ton/cm)	w (mm)
				Fe.	cm2/m				
M1	Int. / y	-0.668	30	Ø12a15	7.54	15	0.408	4	0.05
	Ext. / y	1.296	30	Ø12a15	7.54	15	0.791	7.75	0.10
M2	Int. / y	-0.617	30	Ø12a15	7.54	15	0.376	3.68	0.05
	Ext. / y	1.089	30	Ø12a15	7.54	15	0.664	6.51	0.08
M3	Int. / y	-1.105	30	Ø12a15	7.54	15	0.674	6.6	0.09
	Ext. / y	2.404	30	Ø12a15+s. Ø8a15	10.89	7.5	1.015	7.89	0.10
M4	Int. / y	-0.644	30	Ø12a15	7.54	15	0.393	3.85	0.05
	Ext. / y	1.051	30	Ø12a15	7.54	15	0.641	6.28	0.08
M5	Int. / y	-0.794	30	Ø12a15	7.54	15	0.484	4.74	0.06
	Ext. / y	0.837	30	Ø12a15	7.54	15	0.511	5.01	0.07
Ri	Int. / y	-0.813	30	Ø12a15	7.54	15	0.496	4.86	0.06
	Ext. / y	1.555	30	Ø12a15	7.54	15	0.949	9.3	0.12
Ls	Int. / y	-0.704	20	Ø10a15	5.24	15	1.03	9.97	0.13
	Ext. / y	0.829	20	Ø10a15	5.24	15	1.213	11.74	0.15

($w_{máx, adm}$ = 0,2mm)

El diseño cumple con la fisuración para todas las secciones.

Las figuras siguientes muestran en forma esquemática las armaduras proyectadas.

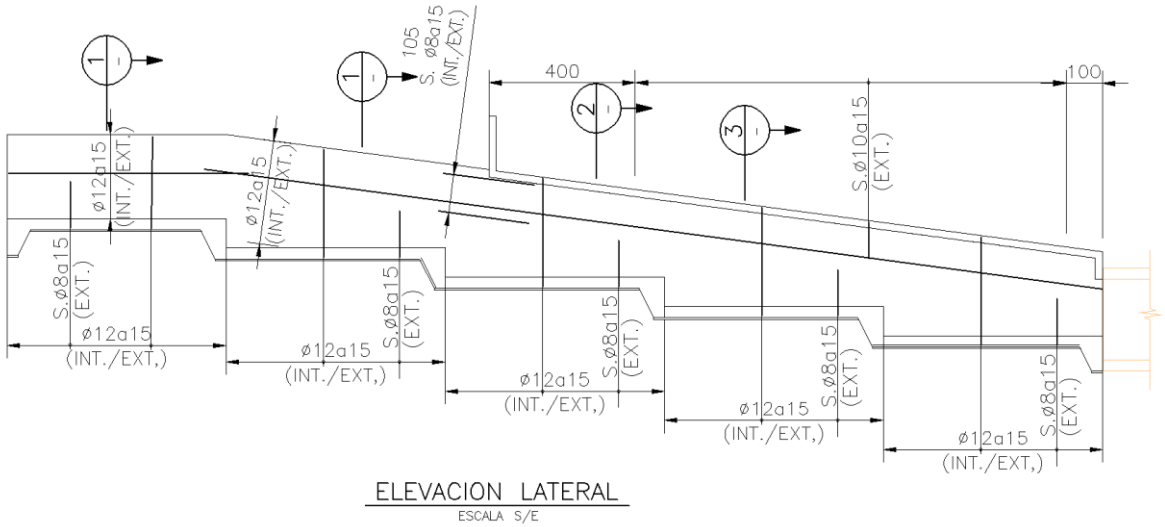


Figura 45 – Esquema armaduras en muros laterales

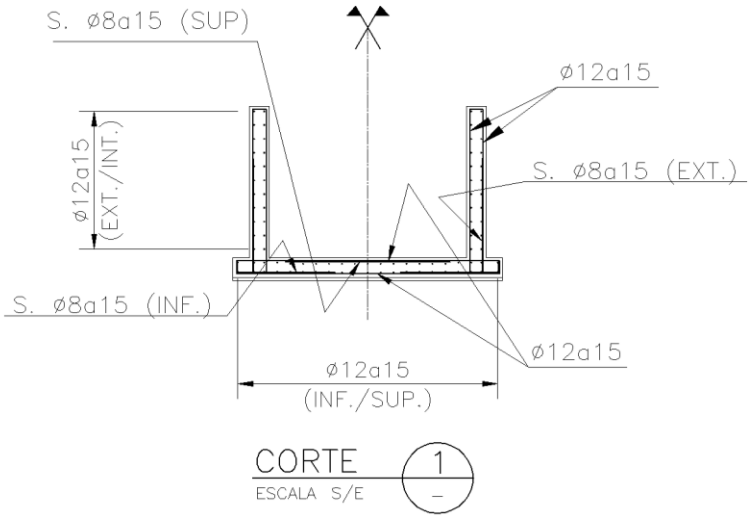


Figura 46 – Corte 1: Armaduras tramo inicial, aguas arriba del inicio de la losa

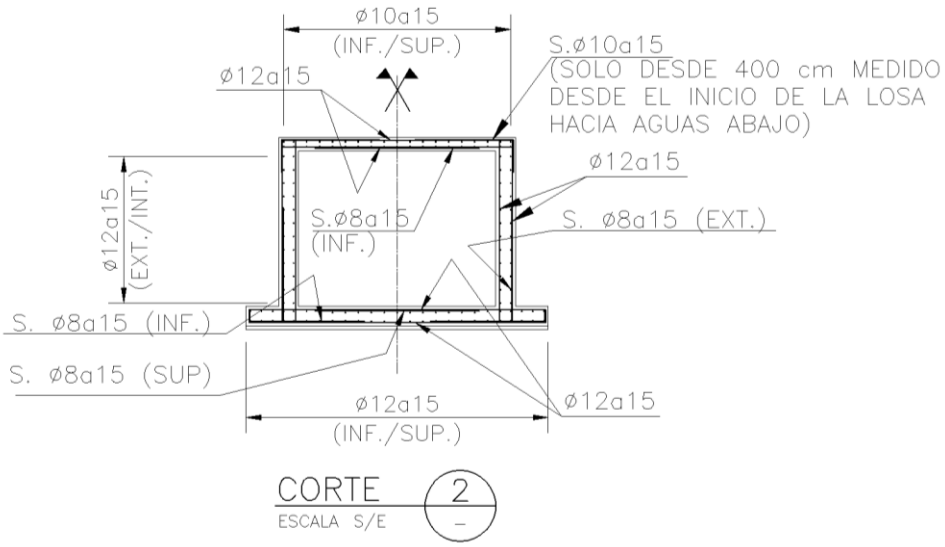


Figura 47 – Corte 2: Armaduras tramo intermedio, zona con losa hasta final de zarpa

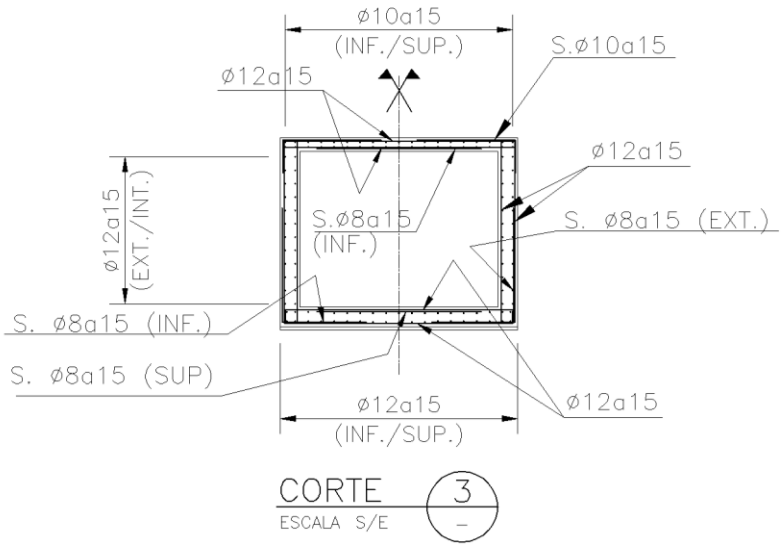


Figura 48 – Corte 3: Armaduras tramo final, zona con losa desde fin de zarpa hasta fin de la obra de entrada

Análisis de tensiones de contacto en el suelo para condiciones de servicio

Para el cálculo de las presiones en el suelo de fundación se obtuvieron las reacciones en la base para las combinaciones de servicio C1.1 a C4.3.

Por medio de una planilla Excel que calcula el área tributaria de cada nodo, se logra convertir la fuerza de reacción vertical en presión, obteniéndose el valor máximo y verificando su relación con la presión admisible del suelo de fundación. De este modo la máxima presión es de 0.64 kg/cm^2 para la combinación estática C2 y 0.78 kg/cm^2 para la combinación sísmica C4.2 (sismo actuando sobre estructura y agua interior).

Tabla 8 - Máximas presiones estática y sísmica en suelo de fundación

Condición	Presión de contacto máxima (kg/cm^2)	Combinación asociada
Estática	0.64	C2
Sísmica	0.78	C4.2

Se cumple con las tensiones máximas recomendadas por informe de suelos. En las figuras siguientes se puede ver esquemáticamente las reacciones en el modelo para las condiciones que presentan las máximas reacciones verticales.

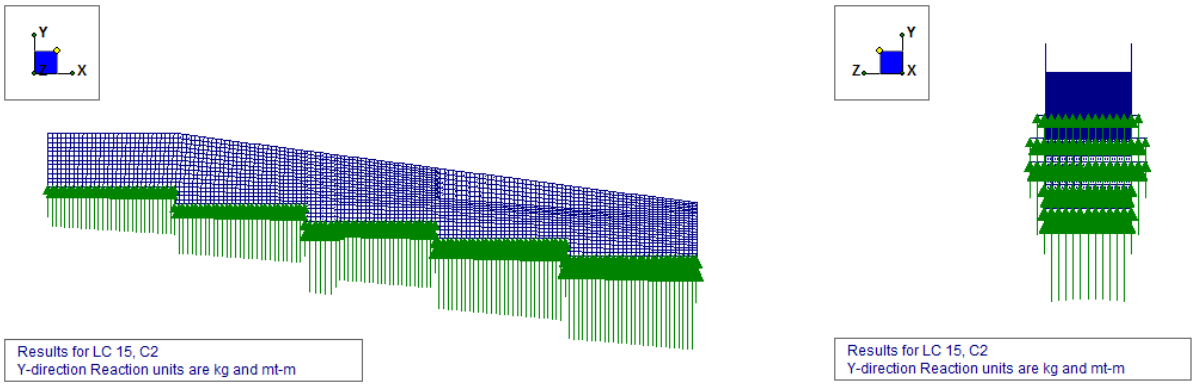


Figura 49 – Diagramas de reacciones para condición estática (combinación C2)

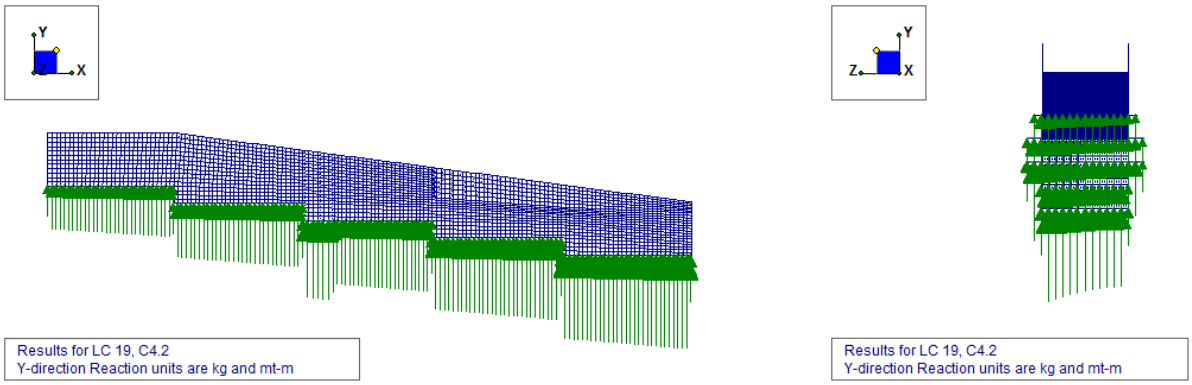


Figura 50 – Diagramas de reacciones para condición sísmica (combinación C4.2)

Anexo 9.1.4

Obra Salida Fase I

PROYECTO CANAL DE EVACUACIÓN DE AGUAS LLUVIAS SANTA MARTA

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

OBRA DE SALIDA

Rev.B

Mauricio Muñoz Piña

Ingeniero Civil
Universidad Central

Santiago, 06 de diciembre de 2021

1. DESCRIPCIÓN

El proyecto **ALLDP-58 Diseño Definitivo Canal de Evacuación de Aguas lluvias Santa Marta** incluye en su trazado varias obras civiles que deben ser analizadas estructuralmente, las que se detallan a continuación:

- Obra de inicio (transición de canal trapecial existente a cajón rectangular y caída escalonada para alcanzar profundidad de nuevo canal)
- Sección de canal típica en cajón rectangular (3.0x2.2m)
- Cámara de inspección típica (con escotilla y tapas removibles para acceso de equipo tipo bobcat, para operaciones de limpieza).
- Obra de salida, en descarga al canal abierto

La presente memoria presenta el cálculo y diseño estructural de la obra de salida del canal, para el proyecto de consultoría indicado, ubicado en la comuna de Maipú, ciudad de Santiago.

Se muestra en primer lugar una imagen satelital con el emplazamiento del proyecto y luego la planta y secciones para las obras analizadas.

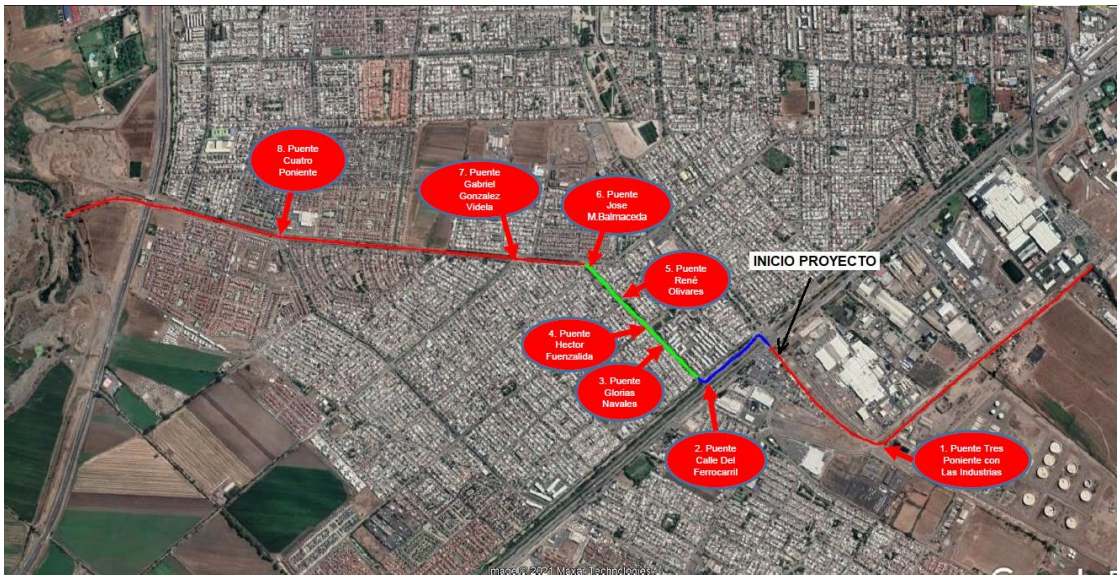


Figura 1 - Emplazamiento general del proyecto

En la Figura 1 se muestra el trazado completo del actual canal Santa Marta y el punto de inicio del nuevo canal proyectado (sobre el mismo eje del existente, pero en cajón enterrado). Se indican también los puentes que cruzará el canal a lo largo de los casi 2.0 km de recorrido. Cabe señalar que en estas zonas de cruce bajo puente existentes se estudia la posibilidad de ejecutar pilas de socalzado bajo los estribos de puentes, para que estos no sean afectados durante las excavaciones que requiere el nuevo canal. De este modo el canal no requiere verificación alguna en la zona de cruce y tampoco se proyecta alguna obra civil especial.

A continuación, se describen las formas (solo dimensiones hidráulicas) de la obra de salida de la zona abovedada proyectada del canal.

La obra de salida consta de una sección rectangular de 3.00 m de ancho y 2.2 m de altura, ambas dimensiones interiores, que corresponde al tramo final de la zona abovedada del canal. Esta sección culmina en km 1+800 aproximadamente, donde descarga en canal trapecial de ancho variable y taludes de pendiente 1:2 (H:V), abierto excavado en suelo con protección de enrocado. Para contener el relleno en torno a la zona abovedada en la zona de cambio de sección, se dispone de muros alas a ambos lados de la sección de hormigón. Se considera un relleno sobre el canal de acuerdo a la información topográfica, correspondiente a la menor altura de los laterales del canal actualmente existente, que implica un relleno de aproximadamente 60 cm sobre la losa.

La figura siguiente muestra las formas y dimensiones hidráulicas (interiores) de la obra de salida del canal en su sección abovedada.

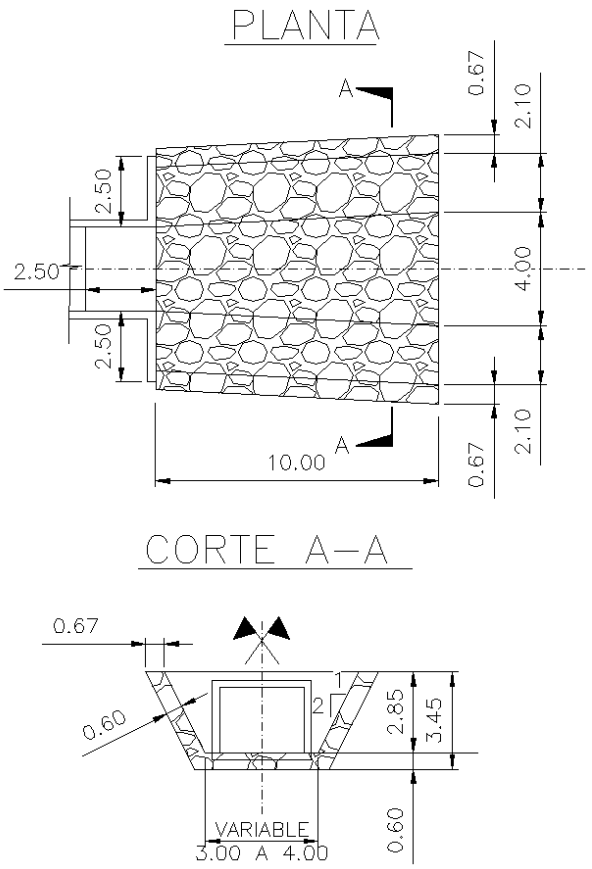


Figura 2 - Formas Obra de Salida

Para el diseño se cuenta con los siguientes antecedentes:

- Planos hidráulicos (formas) de las obras de entrada y salida del canal.
- Planos de planta y perfil hidráulico.
- Informe Referencial de Mecánica de Suelos (R&V Ingenieros, abril 2020)

2. BASE DE CÁLCULO

Cargas	Peso específico normal suelo relleno:	2.0 ton/m^3
Materiales	Hormigón estructural:	G25
	Hormigón emplantillado:	G5
	γh (peso específico hormigón):	2.5 ton/m^3

	Acero refuerzo (f_y=4200 kg/cm^2):	A630-420H
Datos del suelo	σ_{est} =	4.0 kg/cm^2
	σ_{sis} =	6.0 kg/cm^2
	k_{30} =	5.0 kg/cm^3
	ϕr (ángulo fricción)* =	40°
	Ko (constante de empuje en reposo)* =	0.36

*estos parámetros son típicos para un relleno granular de suelo junto a las paredes laterales de las obras. Los empujes laterales se tomaron en condición de reposo.

Datos sísmicos	Zona sísmica =	2
	Ao/g=	0.3
	Coef. Sís.máx.=	0.2
	C_R (coeficiente para empuje sísmico)* =	0.5

*se considera como empuje sísmico la recomendación de la NCh433.2009, al aplicar la siguiente carga uniforme en toda la altura, considera que los muros de canales y muros ala son indeformables al disponer de losa y/o ser de altura relativamente baja y presentan una alta rigidez a la deformación lateral.

$$\sigma_s = 0{,}3*C_R*\gamma*h*Ao/g$$

Consideraciones especiales

- Para la obtención de esfuerzos se modeló la estructura con elementos finitos bidimensionales (placas) en programa RISA3D.
- Respecto al análisis de estabilidad, se entrega análisis de verificación de flotación para la obra y estabilidad al deslizamiento longitudinal, en tanto el análisis de presiones de contacto con el suelo de fundación se obtienen del mismo modelo aplicando las combinaciones de carga indicadas en ítem 4.

- No se realizan análisis de deslizamiento transversal ni volcamiento por la condición de enterramiento que hace imposible ambos fenómenos.
- La presión lateral del suelo sobre los muros se aplica en condición de empuje en reposo.
- Por seguridad de la obra se considera el caso en que la obra pueda estar con agua en el interior y sin considerar empuje de terreno (no existe certeza que se desarrolle por completo) y una segunda condición en la que se desarrolla el empuje y no existe agua en el interior de la obra que apoye los muros.
- Las armaduras mínimas (repartición) por criterio de retracción de fraguado y temperatura según norma británica BS 8007.
- Pese a que no hay información de napa en la zona, se considera igualmente y como criterio de seguridad, que el suelo colindante que empuja a la obra podría estar eventualmente inundado y produciendo empuje hidrostático desde el suelo a las paredes de la estructura. Condición de napa freática se asume como inducida por la operación del mismo canal. Las consideraciones para determinar la altura de napa se detalla en el apartado de estados de carga, más adelante.

Normas y criterios utilizados

- Cálculo de armaduras por método LRFD (cargas mayoradas y reducción de resistencia) indicado en código ACI 318-05.
- Verificación de armadura mínima por retracción y temperatura de acuerdo con norma británica BS8007.

3. MODELO DE ANÁLISIS

Se modela la obra de entrada en el programa de análisis RISA3D, utilizando elementos finitos del tipo “placa” o “shell”. Las placas utilizadas son, en general, del tipo rectangular de aproximadamente 20x25cm. Las dimensiones interiores son las

definidas por proyecto hidráulico y el objetivo de la presente memoria es definir los espesores y armaduras necesarias para cumplir con los requisitos de resistencia y servicio.

Para la vinculación de la estructura con el suelo de fundación se considera lo siguiente:

- La obra se apoya verticalmente sobre resortes de compresión con constante de balasto 5.0 kg/cm^3. El programa permite ingresar este valor asignado al balasto y lo convierte en un resorte traslacional (kg/cm) multiplicando la constante de balasto por el área tributaria del nodo respectivo.
- Se definen los “resortes” que representan al suelo como elementos que solamente toman compresiones (tal como el suelo), vale decir, no toman carga en el caso que exista levantamiento.
- Horizontalmente se modela la interacción del roce en la base de la obra como resortes horizontales en ambas direcciones, con una rigidez equivalente a la mitad de la rigidez de los resortes verticales.

4. CASOS Y COMBINACIONES DE CARGAS

Se detalla a continuación los casos de carga que son considerados en el análisis de las obras:

BLC1 : peso propio de la obra
BCL2 : peso del relleno sobre la losa
BLC3 : empuje exterior estático de relleno, sobre sección canal
BCL4 : empuje exterior estático de relleno, sobre muros ala
BLC5 : agua exterior (en el suelo, napa. Se considera como condición normal)
BLC6 : agua interior normal
BLC7 : Sismo actuando sobre la estructura, sentido transversal al canal
BLC8 : Sismo actuando sobre la estructura, sentido paralelo al eje del canal
BLC9 : Empuje sísmico del suelo, sentido transversal al canal

BCL10: Empuje sísmico del suelo, sentido paralelo al eje del canal

BLC11 : empuje sísmico del agua, sentido transversal al eje del canal

BLC12 a BLC 15: carga de tránsito superior

A continuación se detallan las consideraciones de carga y se muestran gráficamente estas condiciones de cargas aplicadas sobre el modelo.

BLC1, Peso propio

El programa permite incorporar el peso propio de la estructura aplicando el factor “-1” en la dirección global “Y” que corresponde al eje vertical.

BCL2. Peso del relleno sobre la losa

El peso del relleno sobre la losa se representa como cargas aplicadas sobre cada elemento que la modela, determinadas de acuerdo a la altura de relleno sobre la losa (0.60m), considerando el peso específico húmedo $\gamma_{húm}$ = 2.0 ton/m^3 para todo el relleno (se considera que la napa freática se encuentra bajo el nivel de la losa, según se detalla más adelante).

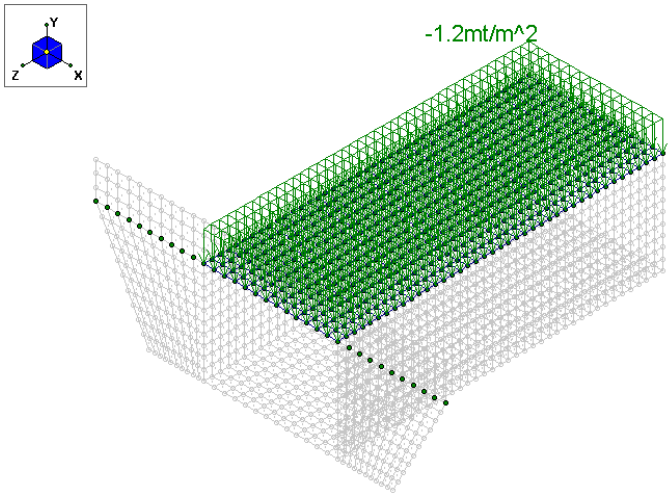


Figura 3 – BLC2 - Peso de relleno sobre la losa

BCL3. Empuje exterior estático, sobre sección canal

El empuje estático del relleno sobre los muros del canal se representa como cargas aplicadas sobre cada elemento que modela al muro, determinadas de acuerdo con la

profundidad del relleno sobre el centro de gravedad de la placa y la profundidad bajo la napa, cuando corresponda. El peso unitario saturado del relleno corresponde al indicado en el punto anterior y condición de empuje en reposo con Ko=0,36 para ϕ=40°. La posición de la napa freática se considera de acuerdo a lo indicado más adelante. Para la porción sumergida del relleno se considera el peso unitario boyante. La posición de la napa freática se considera de acuerdo a lo indicado más adelante.

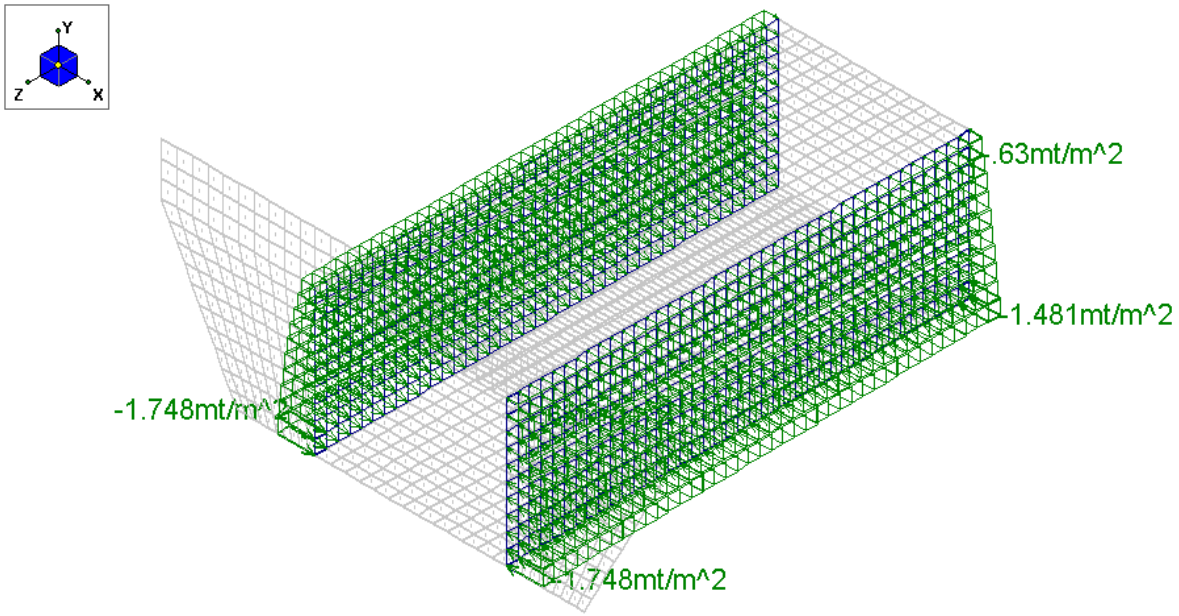


Figura 4 – BLC3 - Empuje exterior estático, sobre sección canal

BLC4 : Empuje exterior estático de relleno, sobre muros ala

El empuje estático sobre los muros ala se considera actuando desde la zona del canal hacia el canal trapecial. Se considera empuje en reposo, con las mismas condiciones indicadas para el estado de carga anterior, empuje en reposo sobre los muros del canal.

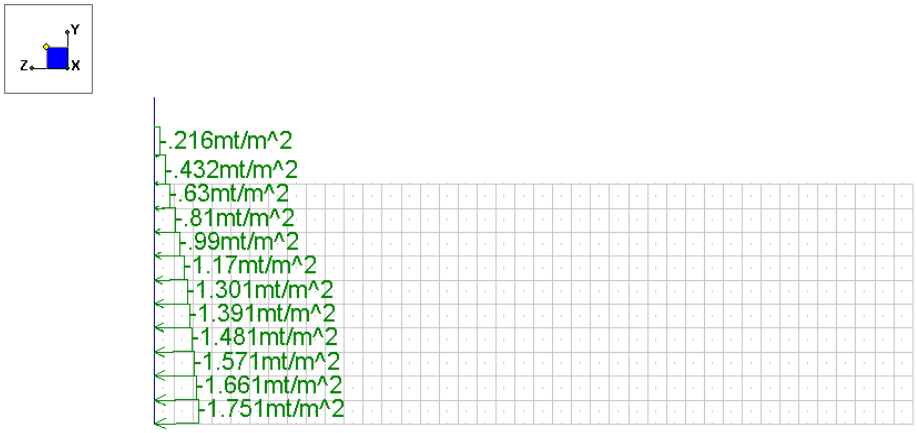


Figura 5 – BLC4 – Empuje exterior estático de relleno, sobre muros ala

BLC5 : agua exterior (en el suelo, napa)

Como se indicó anteriormente, pese a no se encuentra informada napa natural en el sector, se recurre a la sana costumbre (seguridad en el diseño) de considerar que el suelo puede saturarse e inundarse subterráneamente por diversas razones. En el caso particular de la obra analizada, se asume que existe la posibilidad que la operación del canal pueda inducir napa en los alrededores. Para el diseño se considera que existe una napa inducida de altura variable con su nivel superior a la altura del eje hidráulico en el inicio del módulo final, con altura igual al nivel del eje hidráulico a la salida del canal y linealmente variable entre ambas en la longitud de desarrollo del módulo.

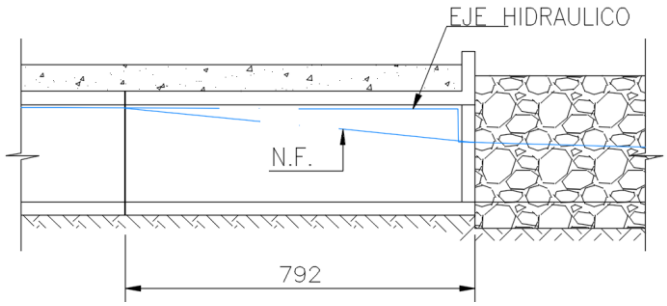


Figura 6 – BLC5 – Esquema Napa Freática inducida considerada en análisis

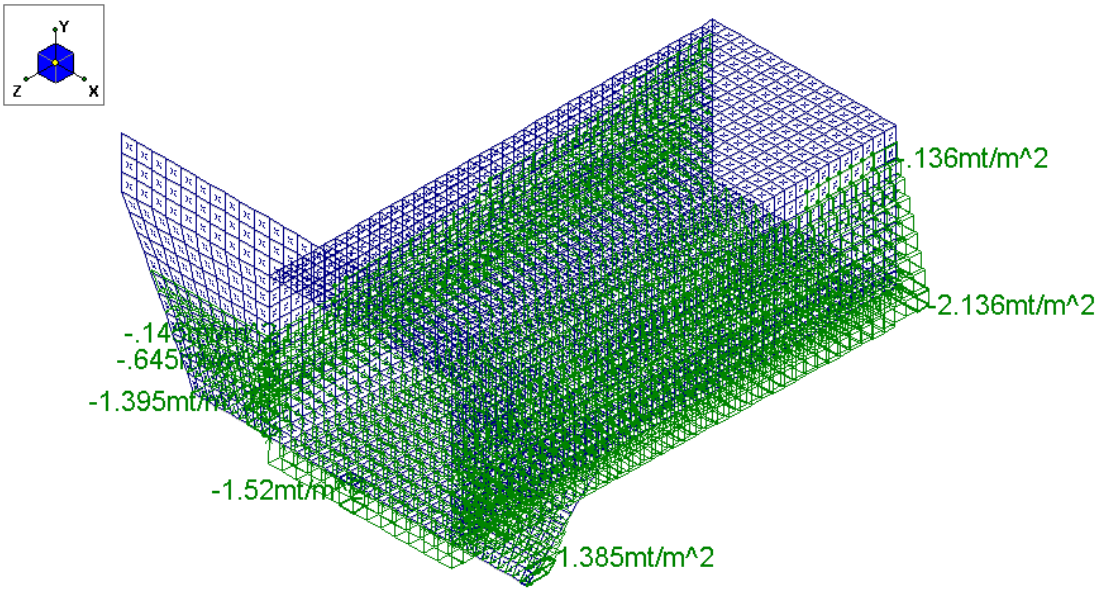


Figura 7 – BLC5 – Agua exterior (napa freática)

BLC6 : agua interior normal

Para la obra analizada, dado que se trata de una caída donde el flujo se acelerará, se considera una altura de agua normal de operación igual al 60% de la altura interior de la sección típica del canal. La presión aplicada sobre cada elemento del modelo depende de la profundidad respecto del nivel de escurrimiento libre, de 1.38m en cada "escalón".

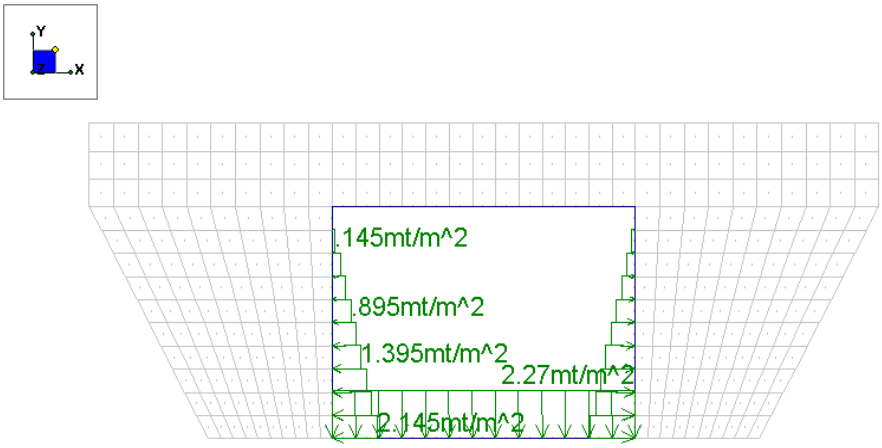


Figura 8 – BLC6– Agua interior en sección típica del canal (sección transversal)

BLC7, 8 : Sismo actuando sobre la estructura

En forma análoga a lo indicado para el peso propio de la estructura, se aplica el sismo actuando sobre el peso de la estructura como un multiplicador del peso, actuando en dirección transversal (BLC7) o longitudinal (BLC8) al modelo. El multiplicador del peso propio corresponde al coeficiente sísmico 0.20, según se detalla anteriormente.

BLC9 : empuje sísmico del suelo, sentido transversal al canal

Se aplica el empuje uniforme de la NCh433 para muros arriostrados, en forma conservadora para todos los muros de la obra analizada.

$q = 0{,}3 \cdot C_R \cdot \gamma \cdot h \cdot Ao/g$

Para cada sección se determina la altura de relleno “h” sobre el nivel del sello de fundación y se determina el incremento de empuje por acción del sismo en consecuencia.

Para toda el módulo se tiene: h = 3.40m

→ $q = 0.3 \cdot 0.5 \cdot 2.0 \cdot 3.40 \cdot 0.3 = 0.31$ ton/m^2

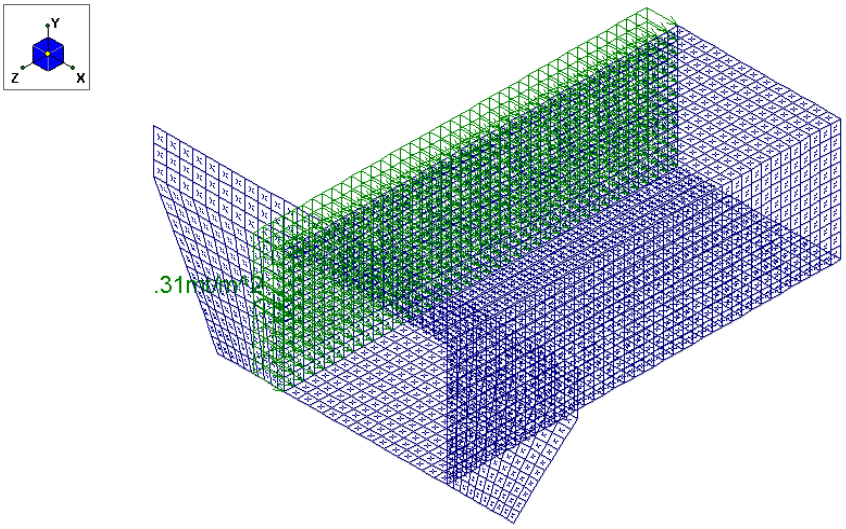


Figura 9 – BLC9 – Incremento de empuje de suelo por acción transversal del sismo

BLC10 : empuje sísmico del suelo, sentido paralelo al eje del canal

Se aplica en forma análoga a lo indicado en el estado de carga anterior para el sismo sobre el suelo en sentido transversal al canal.

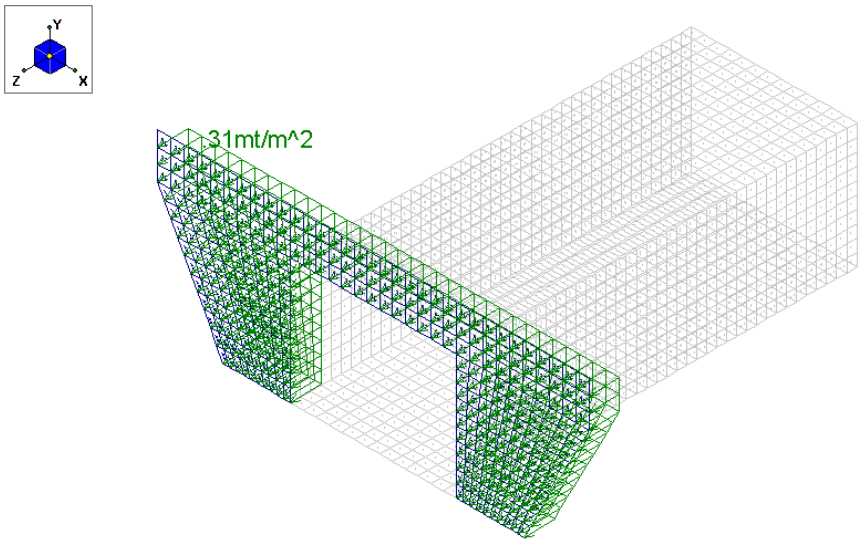


Figura 10 – BLC10 – Incremento de empuje de suelo por acción longitudinal del sismo

BLC11 : empuje sísmico del agua (acción transversal al eje)

El comportamiento hidrodinámico del agua se representa con el criterio de Westergaard recomendado ampliamente en los criterios de diseño de obras hidráulicas en general. Se trata de una simplificación que asigna a un muro una presión $q=0.55 \cdot c_s \cdot h = 0.11 \cdot h$ (donde c_s es el coeficiente sísmico, 0.2 en nuestro caso).

Para la altura de agua de la obra, de 2.12m, se aplica una presión uniforme $q=0.23$ ton/m^2.

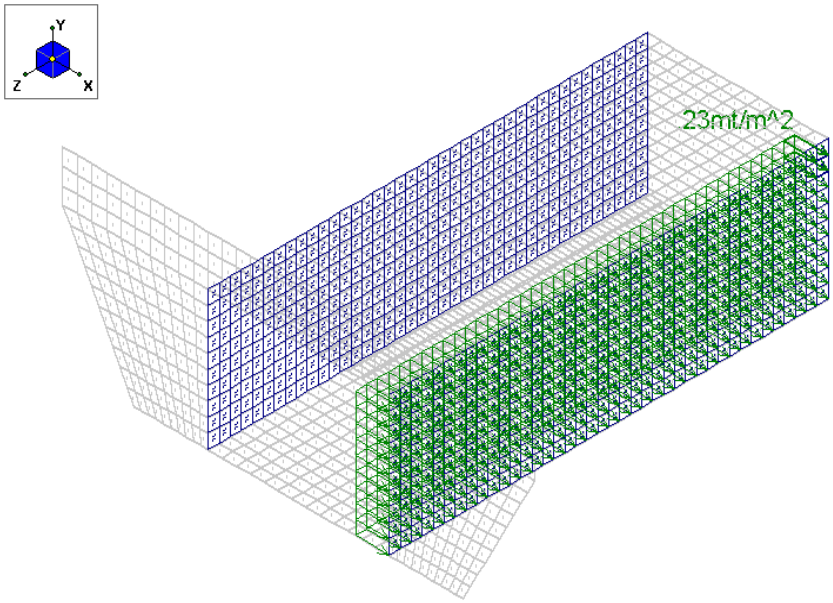


Figura 11 – BLC11 – Incremento de presiones por acción sísmica sobre el agua

BLC12: carga de tránsito superior

Para la obra de salida, considerando el poco relleno sobre la obra, se considera la acción de un eje principal de un camión AASTHO HS20-44 (14.5 ton), amplificada por 1.20 de acuerdo a lo indicado en Manual de Carreteras y amplificada por coeficiente de impacto de 1.33. Esta carga se distribuye de acuerdo a lo indicado en el manual AASHTO.

Área de cada punto de apoyo: $A_c = 0.51\ m \times 0.25\ m$

Profundidad del relleno: $H_r = 0.60\ m$

Área de aplicación de la carga: $A_{Ap,\,L} = (1.15 \cdot 0.60 + \cdot 0.51) \times (1.15 \cdot 0.60 + \cdot 0.25)$

$= 1.13\ m^2$

Carga distribuida de cada rueda: $L_1 = 1.20 \cdot 1.33 \cdot (14.5/2) / 1.13 = 10.24\ ton/m^2$

Dimensiones de la zona cargada: $l = 1.15 \cdot 0.60m + 0.25m = 0.94m$

$b = 1.15 \cdot 0.60m + 0.51m = 1.20m$

La distancia entre los centros de las cargas es 1.80 m

Se consideran 4 estados de carga, variando la posición de las cargas de rueda para generar las mayores solicitaciones en la losa.

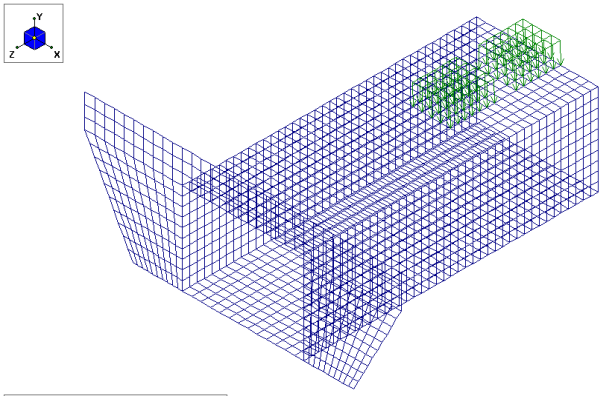


Figura 12 – BLC12 – Carga sobre la losa por sobrecarga de tránsito (momento, extremo cajón)

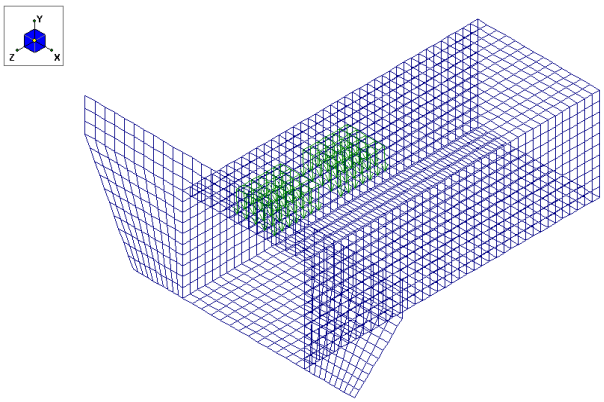


Figura 13 – BLC14 – Carga sobre la losa por sobrecarga de tránsito (corte, extremo próximo a salida)

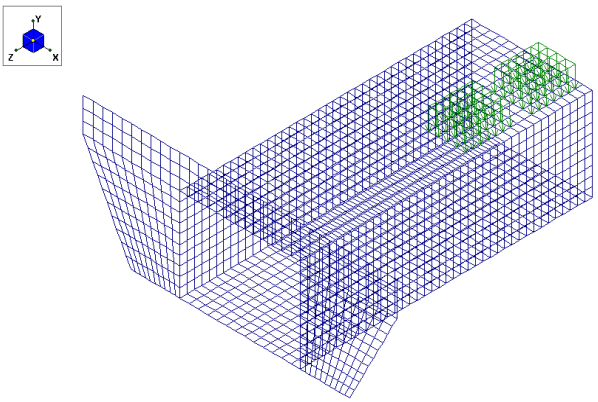


Figura 14 – BLC15 – Carga sobre la losa por sobrecarga de tránsito (corte, extremo cajón)

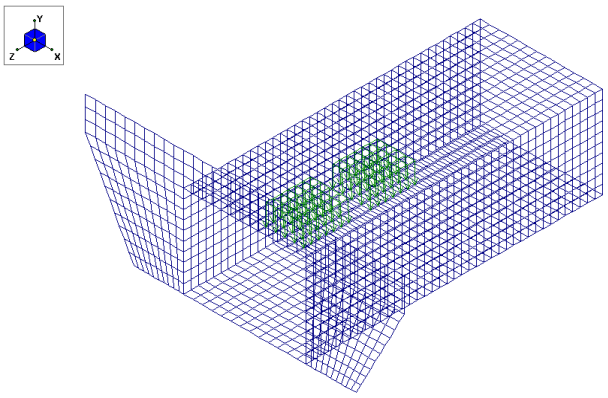


Figura 15 – BLC13 – Carga sobre la losa por sobrecarga de tránsito (corte, extremo próximo a salida)

En las combinaciones siguientes U1 a U4 representan las cargas mayoradas para el cálculo de armaduras, mientras que las combinaciones C1 a C4 representan condiciones de servicio para análisis de fisuración y presión de contacto con el suelo. Los factores de mayoración considerados corresponden a los indicados en ACI318-05.

Combinaciones para diseño de armaduras (mayoradas)

U1.1: estática ext. (solicitaciones en vano losa y radier) = 1.2·(BLC1 + BLC2) + 1.6·(0.33·BLC3 + 0.33·BLC5)

U1.2: estática ext. (solicitaciones en vano muros) = 1.0·(BLC1 + BLC2) + 1.6·(BLC3 + BLC5)

U1.3: estática ext. (solicitaciones en extremos elementos) = 1.2·(BLC1 + BLC2) + 1.6·(BLC3 + BLC5)

U1.4: estática ext. (solicitaciones en muros ala y empotramiento) = 1.2·(BLC1 + BLC2) + 1.6·(BLC3 + BLC4 + BLC5)

U2: estática int. = 0.9·(BLC1 + BLC2) + 1.4·(BLC6)

U3.1: estática ext. – sobrecarga de rueda (solicitación en vanos, 1) = 1.2·(BLC1 + BLC2) + 1.6·(0.33·BLC3 + 0.33·BLC5) + 1.6·BLC12

U3.2: estática ext. – sobrecarga de rueda (solicitación en vanos, 2) = 1.2·(BLC1 + BLC2) + 1.6·(0.33·BLC3 + 0.33·BLC5) + 1.6·BLC13

U3.3: estática ext. – sobrecarga de rueda (solicitación en extremos elem. 1) = 1.2·(BLC1 + BLC2) + 1.6·(BLC3 + BLC4 + BLC5) + 1.6·BLC12

U3.4: estática ext. – sobrecarga de rueda (solicitación en extremos elem. 2) = 1.2·(BLC1 + BLC2) + 1.6·(BLC3 + BLC4 + BLC5) + 1.6·BLC13

U3.5: estática ext. – sobrecarga de rueda (solicitación en extremos elem. 3) = 1.2·(BLC1 + BLC2) + 1.6·(BLC3 + BLC4 + BLC5) + 1.6·BLC14

U3.6: estática ext. – sobrecarga de rueda (solicitación en extremos elem. 4) = 1.2·(BLC1 + BLC2) + 1.6·(BLC3 + BLC4 + BLC5) + 1.6·BLC15

U4.1: caso sísmico – acción en el suelo Transv.= 1.2·(BLC1 + BLC2) + 1.6·(BLC3 + BLC5) + 1.4·(BLC7 + BLC9)

U4.2: caso sísmico – acción en el agua Transv = 1.2·(BLC1 + BLC2 + BLC6) + 1.4·(BLC7 + BLC11)

U4.3: caso sísmico – acción en suelo y agua Transv= 1.2·(BLC1 + BLC2 + BLC6) + 1.6·(BLC3 + BLC5) + 1.4·(BLC7 + BLC9 + BLC11)

U4.4: caso sísmico – acción en el suelo Long.= 1.2·(BLC1 + BLC2) + 1.6·(BLC4 + BLC5) + 1.4·(BLC8 + BLC10)

<u>Combinaciones de cargas de servicio (análisis de fisuración y tensiones de contacto)</u>

C1.1: estática ext. (solicitaciones en vano losa y radier) = (BLC1 + BLC2) + 0.33·(BLC3 + BLC5)

C1.2: estática ext. (solicitaciones en vano muros) = 0.9·(BLC1 + BLC2) + (BLC3 + BLC5)

C1.3: estática ext. (solicitaciones en extremos elementos) = (BLC1 + BLC2) + (BLC3 + BLC5)

C1.4: estática ext. (solicitaciones en muros ala y empotramiento) = (BLC1 + BLC2) + (BLC3 + BLC4 + BLC5)

C2: estática int. = 0.9·(BLC1 + BLC2) + (BLC6)

C3.1: estática ext. – sobrecarga de rueda (solicitación en vanos, 1) = (BLC1 + BLC2) + 0.33·(BLC3 + BLC5) + BLC12

C3.2: estática ext. – sobrecarga de rueda (solicitación en vanos, 2) = (BLC1 + BLC2) + 0.33·(BLC3 + BLC5) + BLC13

C3.3: estática ext. – sobrecarga de rueda (solicitación en extremos elem. 1) = (BLC1 + BLC2) + (BLC3 + BLC4 + BLC5) + BLC12

C3.4: estática ext. – sobrecarga de rueda (solicitación en extremos elem. 2) = (BLC1 + BLC2) + (BLC3 + BLC4 + BLC5) + BLC13

C3.5: estática ext. – sobrecarga de rueda (solicitación en extremos elem. 3) = (BLC1 + BLC2) + (BLC3 + BLC4 + BLC5) + BLC14

C3.6: estática ext. – sobrecarga de rueda (solicitación en extremos elem. 4) = (BLC1 + BLC2) + (BLC3 + BLC4 + BLC5) + BLC15

C4.1: caso sísmico – acción en el suelo Transv.= (BLC1 + BLC2) + (BLC3 + BLC5) + (BLC7 + BLC9)

C4.2: caso sísmico – acción en el agua Transv = (BLC1 + BLC2 + BLC6) + (BLC7 + BLC11)

C4.3: caso sísmico – acción en suelo y agua Transv= (BLC1 + BLC2 + BLC6) + (BLC3 + BLC5) + (BLC7 + BLC9 + BLC11)

C4.4: caso sísmico – acción en el suelo Long.= (BLC1 + BLC2) + (BLC4 + BLC5) + (BLC8 + BLC10)

5. ANALISIS DE ESTABILIDAD

Se verifica la estabilidad de la obra a la flotación debido a la acción de la napa actuando sobre la obra. Para el análisis se consideran las siguientes combinaciones de cargas, no incluidas en el listado anterior:

C_{normal} (operación normal de la obra) = BLC1 + BLC2 + BLC5 + BLC6

$C_{eventual}$ (condición de vaciado rápido y NF “colgada”) = BLC1 + BLC2 + BLC5

Para la condición de carga normal se requiere un factor de seguridad FS ≥ 1.20, en tanto para la condición eventual se requiere un factor de seguridad FS ≥ 1.15, definiéndose FS como el cociente entre las fuerzas resistentes (peso) y las solicitantes (fuerza boyante). En la figura y cuadro siguiente se presenta el análisis de la obra, que se hizo por secciones.

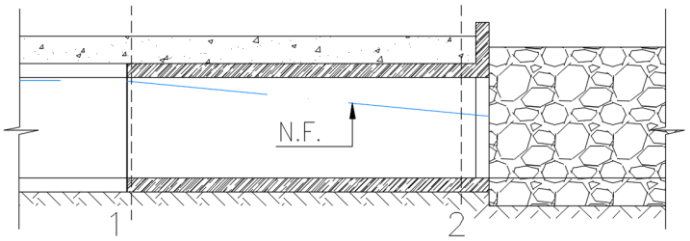


Figura 16 – Ubicación secciones de análisis flotación

Para el análisis de estabilidad por flotación se consideró, para la sección final y en forma conservadora, que no se dispone de relleno sobre el canal. En el análisis se consideró lo siguiente:

Peso unitario del hormigón:	2.5	ton/m3
Peso unitario del relleno:	2.0	ton/m3
Ángulo cuña arrancamiento:	20.0	º

Tabla 1 – Análisis de estabilidad a la flotación

Sección	Hm (m)	em (m)	Bi (m)	er (m)	eL (m)	Bz (m)	Hrt (m)	ZNF (m)	Hwi (m)
1	2.80	0.30	3.00	0.30	0.30	0.30	3.4	2.42	2.12
2	2.80	0.30	3.00	0.30	0.30	0.30	2.8	1.65	1.35

Sección	West (t/m)	Wrell (t/m)	Wwi (ton/	F (t/m)	FR,N (t/m)	FR,E (t/m)	FS,N	FS,E
1	9.15	11.77	6.36	8.89	27.28	20.92	3.068	2.352
2	9.15	5.72	4.05	6.12	18.92	14.87	3.09	2.43

En los cuadros anteriores se tiene:

Hm = Altura de muros

em = Espesor muros

Bi = ancho interior

er = espesor del radier

eL = espesor de la losa

Bz = ancho de zarpa (*Nota: zarpas incluidas para mejorar estabilidad al deslizamiento*)

Hrt = altura total de relleno (desde S.F.)

ZNF = posición de la napa (desde S.F.)

Hwi = altura de agua interior

West = peso de la estructura

Wrell = peso del relleno

Wwi = peso del agua interior

F = Fuerza de flotación (solicitante)

FR,N = fuerza resistente condición normal (con agua) (West+Wrell+Wwi)

FR,E = fuerza resistente condición eventual (vacío) (West+Wrell)

FS, N ; FS,E = factor de seguridad al levantamiento condición normal y eventual respectivamente.

Adicionalmente se verifica el deslizamiento para la condición estática y sísmica, para las cargas longitudinales.

Las combinaciones de cargas consideradas para el análisis de deslizamiento son:

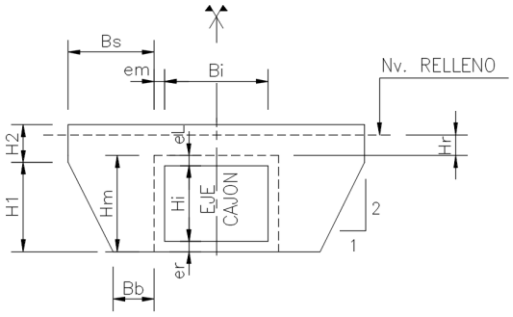
C_{normal} (operación normal de la obra) = BLC1 + BLC2 + BLC5 + BLC6 + BLC4

$C_{eventual}$ (condición de vaciado rápido y NF “colgada”) = BLC1 + BLC2 + BLC5 + BLC4

$C_{eventual}$ (condición de operación normal + sismo) = BLC1 + BLC2 + BLC5 + BLC6 + BLC4 + BLC8 + BLC10

Peso unitario del hormigón:	2.5	ton/m3
Peso unitario del relleno:	2.0	ton/m3
Ángulo de roce suelo fund.	35.0	º
Coeficiente roce suelo-horm.	0.43	[-] (tan (2/3 ϕ))
Coef. empuje estático suelo:	0.36	[-] (reposo)
Coeficiente sísmico:	0.20	[-]
Empuje sísmico suelo:	0.31	ton/m2

Dimensiones del tramo final:	Hm =	2.8	m	
	em =	0.30	m	
	Bi =	3.00	m	
	er =	0.30	m	
	eL =	0.30	m	
	Bz =	0.3	m	
	Lsecc =	7.92	m	
	Hr =	0.6	m	
Dimensiones del muro ala:	Bb =	1.2	m	
	H1 =	2.6	m	
	H2 =	1.1	m	
	Bs =	2.5	m	
Napa freática:	ZNF1 =	2.42	m	(Nivel NF al inicio de la obra)
	ZNF2 =	1.65	m	(Nivel NF al final de la obra)
Agua interior:	Hwi1 =	2.12		(Nivel agua al inicio de la obra)
	Hwi2 =	1.35		(Nivel de agua al final de la obra)



Peso del canal:	72.47	ton	
Peso del muro ala:	14.31	ton	
Peso de la estructura:	86.78	ton	(BLC1)
Peso agua interior:	41.22	ton	(BLC6)
Peso relleno:	34.21	ton	
Peso rerreno zarpa:	21.22	ton	
Peso total relleno:	55.43	ton	(BLC2)
Empuje NF:	58.02	ton	(vertical hacia arriba, sobre fondo, BLC5)
	4.14	ton	(horizontal sobre muros ala, BLC5)
Empuje estático suelo:	13.96	ton	(BLC4)
Sismo sobre la estructura:	17.36	ton	(BLC8)
Empuje sísmico suelo:	4.892	ton	(BLC10)

Condición normal:	Carga vertical total:	N =	125.4	ton
	Roce en la base:	FR =	54.1	ton (fuerza resistente)
	Empuje estático:	FD =	18.1	ton (fuerza deslizante)
	Factor de seguridad:	FS =	2.989	> 1.50 --> OK
Condición eventual (vaciamiento):				
	Carga vertical total:	N =	84.19	ton
	Roce en la base:	FR =	36.32	ton (fuerza resistente)
	Empuje estático:	FD =	18.1	ton (fuerza deslizante)
	Factor de seguridad:	FS =	2.007	> 1.30 --> OK
Condición eventual (sismo longitudinal):				
	Carga vertical total:	N =	125.4	ton
	Roce en la base:	FR =	54.1	ton (fuerza resistente)
	Empuje estát.+sísm.:	FD =	40.35	ton (fuerza deslizante)
	Factor de seguridad:	FS =	1.341	> 1.30 --> OK

Se considera, en forma adicional y como protección contra la erosión retrógrada en el extremo de la obra, un diente de 0.75 m de altura, (medido desde la cara inferior del radier), con un ancho en la base de 5.30 m y taludes laterales iguales a los de los muros ala (cara de aguas abajo del diente mantiene la pendiente de los muros ala).

6. VERIFICACIÓN DE FISURACIÓN POR RETRACCIÓN Y TEMPERATURA

Para la armadura de repartición (retracción y temperatura) se recurre a lo indicado en norma británica BS8007, que exige una cuantía ρ mínima de $f_{ct}/f_y = 0.0031$ (en toda la cara), siendo f_{ct} la resistencia a tracción del hormigón al 3er día (13 kg/cm^2 aproximadamente para H-30) y f_y la fluencia del acero de refuerzo (4200 kg/cm^2). No obstante, deberá calcularse el ancho de fisura $w_{máx}$ de acuerdo con la siguiente expresión:

$$w_{máx} = s_{máx} \cdot R \cdot \alpha \cdot (T_1 + T_2)$$

donde :

$s_{máx}$ = separación máxima entre fisuras, en mm.

R = coeficiente de restricción 0.5 para estructuras totalmente restringidas.

α = coeficiente de dilatación térmica del hormigón (12 E-6/°C)

T_1 = Diferencia entre el valor máximo alcanzado por el calor de hidratación y la temperatura ambiente. Deberá tomarse como mínimo 18°.

T_2 = Variación de temperatura estacional de verano a invierno. Se deberá adoptar un valor no inferior a 24°.

Se considera un espesor de 30 cm para radier inferior, losa y muros, con armadura de repartición ϕ10 a 15 en ambas caras y direcciones.

La separación máxima queda dada por: $s_{máx} = f_{ct}/f_b \cdot \phi/2\rho$

Para espesor 30 cm y doble malla ϕ10a15 se tiene:

$$s_{máx} = f_{ct}/f_b \cdot \phi/2\rho = 13/24 \cdot 10/(2 \cdot 0.0035) = 776 \text{ mm}$$

⇨ $w_{máx}$ = 0.20mm, menor o igual a 0.2mm → cumple

siendo:

f_{ct} = resistencia a la tracción del hormigón H-30 al 3er día.

f_b = tensión media de adherencia entre el hormigón y la barra de acero (para barras estriadas de acero este valor es 24 kg/cm^2 según BS8007).

ϕ = diámetro de la barra de refuerzo (10mm).

ρ = cuantía de acero de la sección completa.

7. RESULTADOS DE LA MODELACION Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

Se muestran gráficamente los esfuerzos de flexión obtenidos del modelo Risa3D en las combinaciones para el diseño de armaduras. Para los análisis de esfuerzos en los elementos estructurales se consideró la siguiente convención de ejes locales:

En el canal, eje local “X” se orienta en sentido longitudinal y eje “Y” en sentido transversal de los muros, losa y radier.

En muro ala, eje local “X” se orienta en sentido horizontal, en tanto el eje local “Y” se orienta vertical.

En ambos casos, momentos positivos traccionan la cara del lado del relleno.

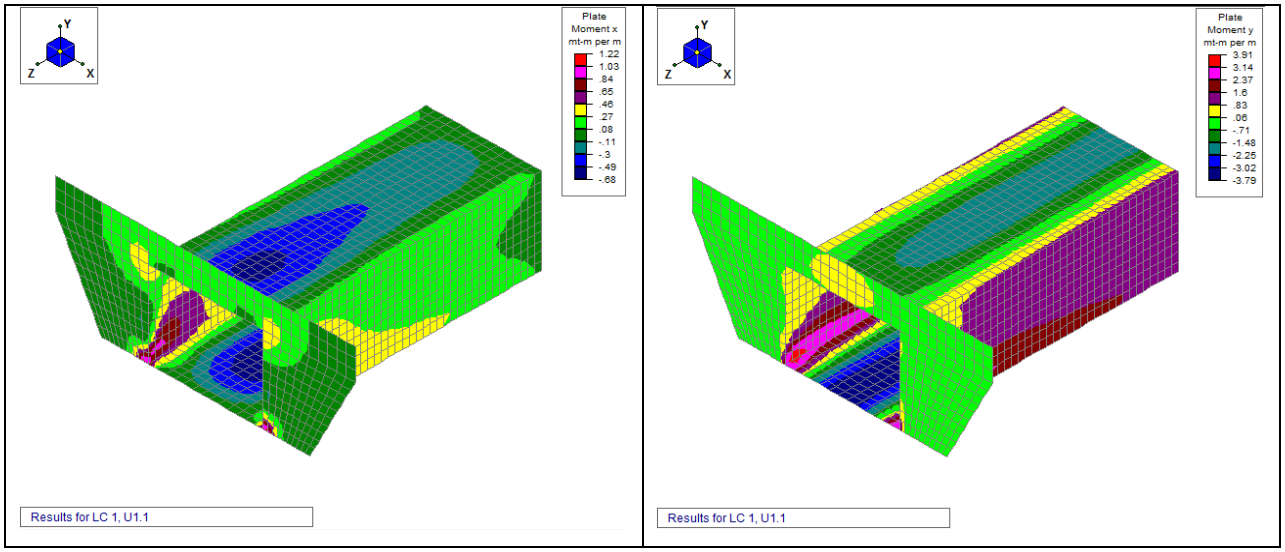


Figura 17 – Momentos flectores Mx (izquierda) My (derecha) combinación U1.1

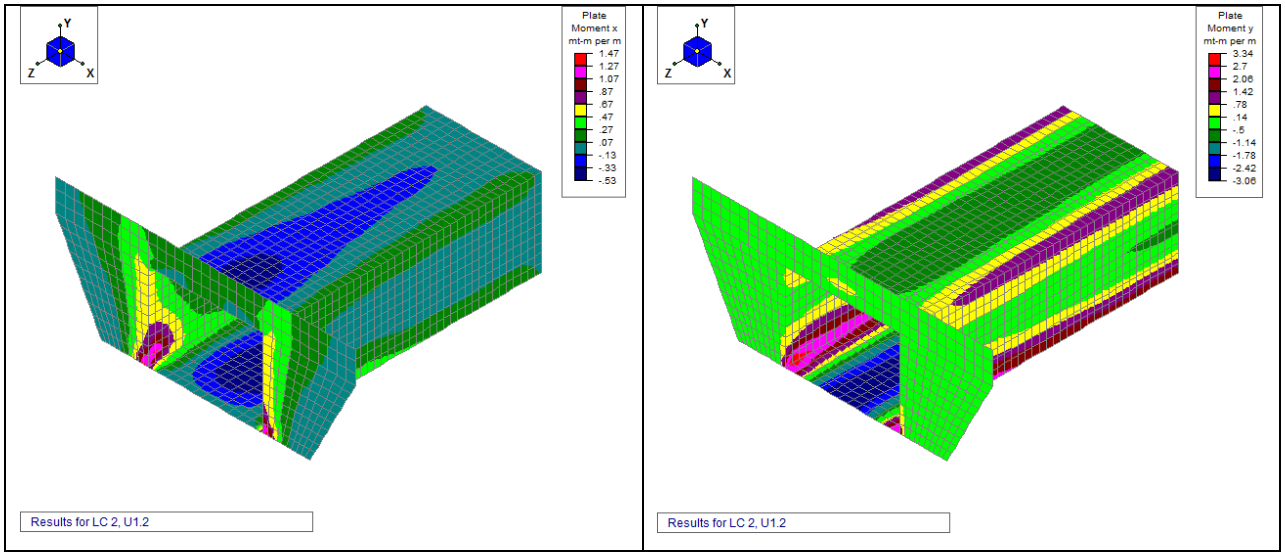


Figura 18 – Momentos flectores Mx (izquierda) My (derecha) combinación U1.2

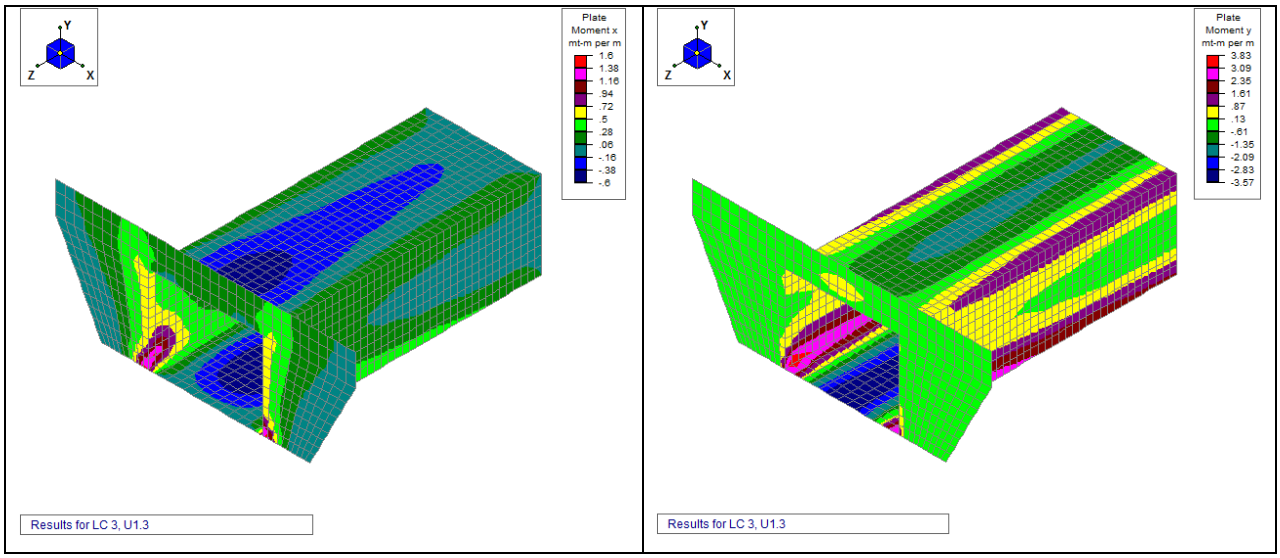


Figura 19 – Momentos flectores Mx (izquierda) My (derecha) combinación U1.3

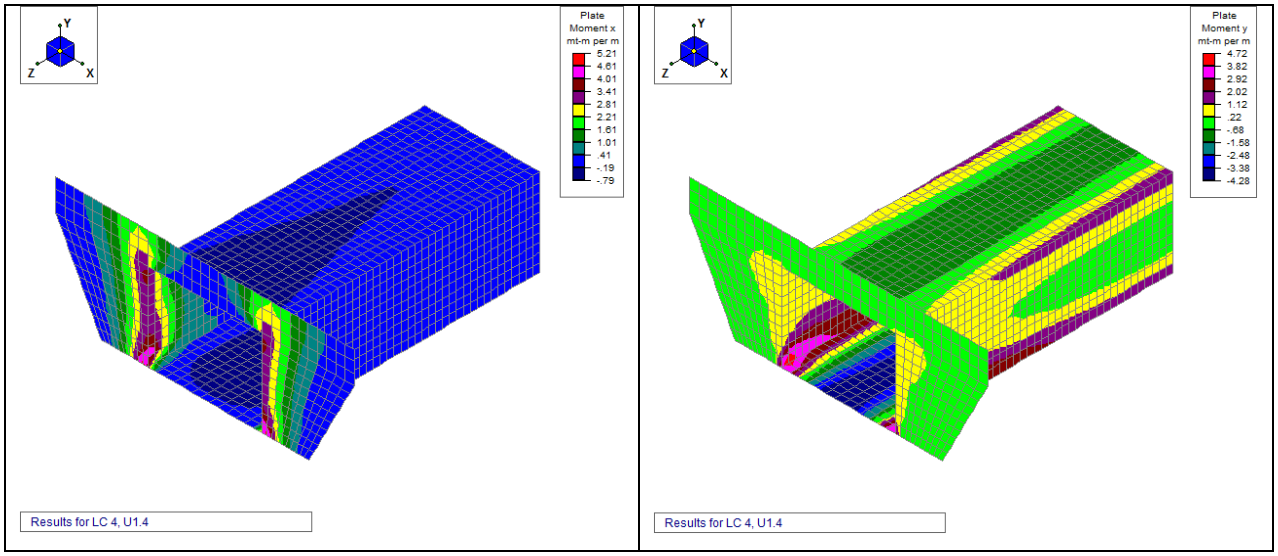


Figura 20 – Momentos flectores Mx (izquierda) My (derecha) combinación U1.4

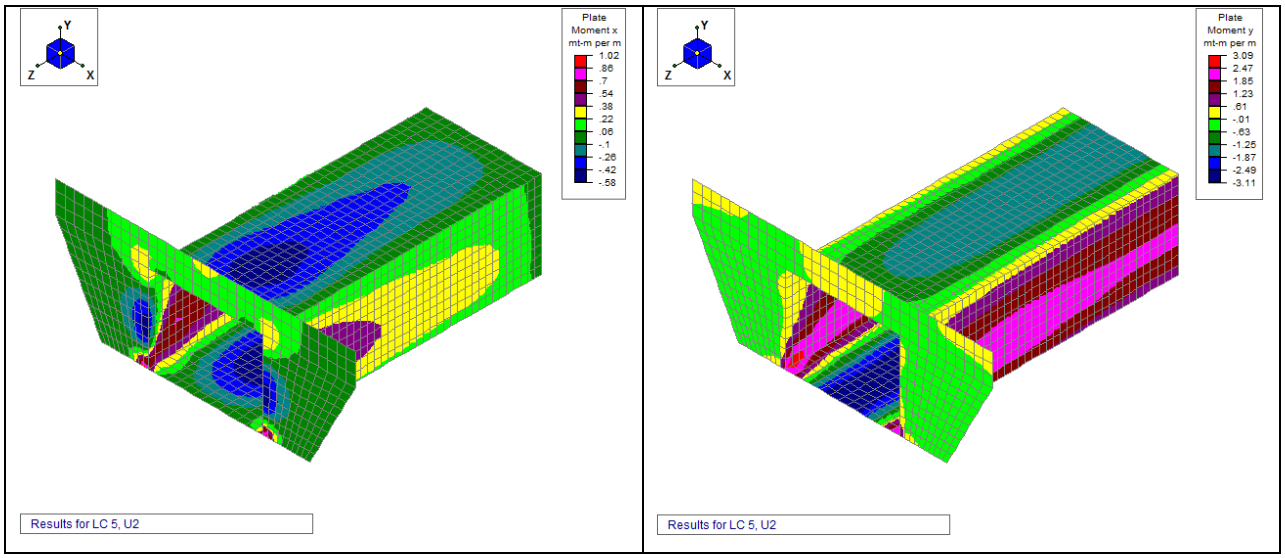


Figura 21 – Momentos flectores Mx (izquierda) My (derecha) combinación U2

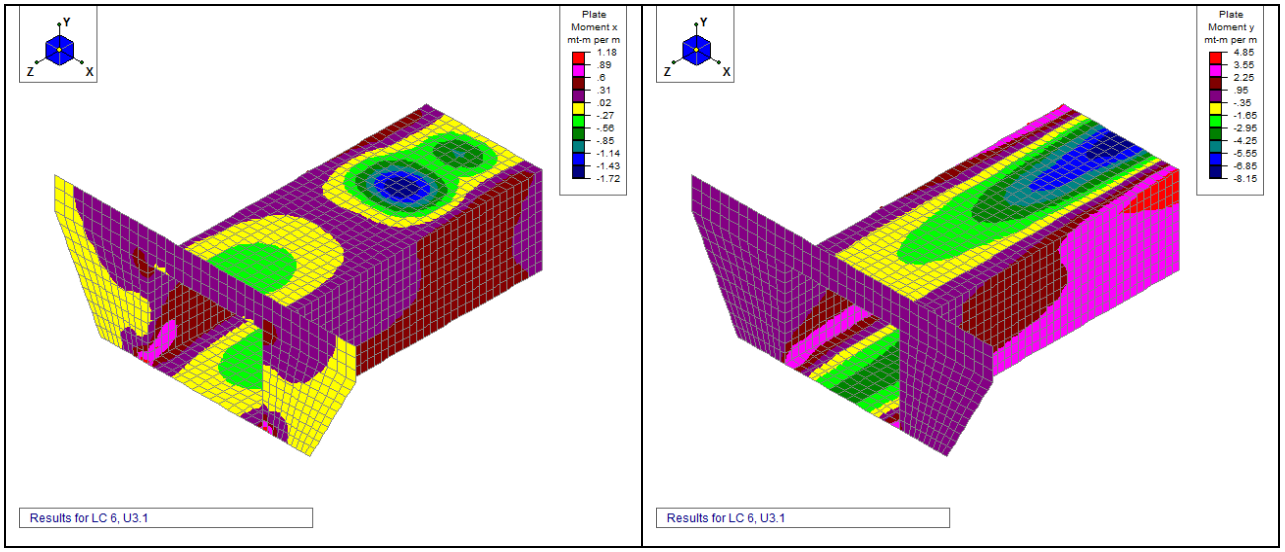


Figura 22 – Momentos flectores Mx (izquierda) My (derecha) combinación U3.1

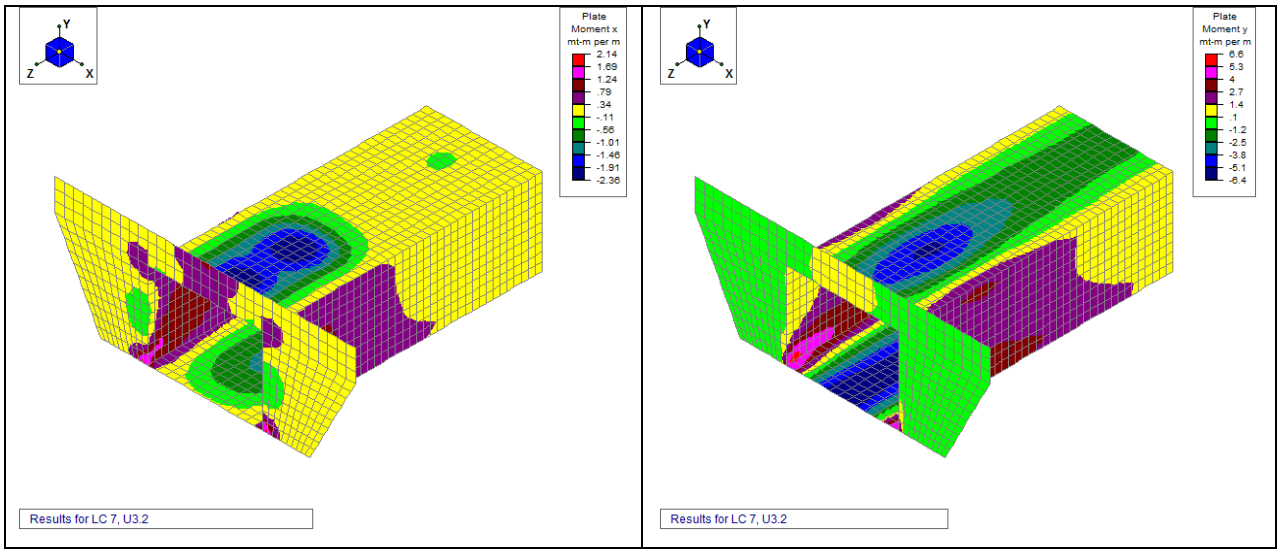


Figura 23 – Momentos flectores Mx (izquierda) My (derecha) combinación U3.2

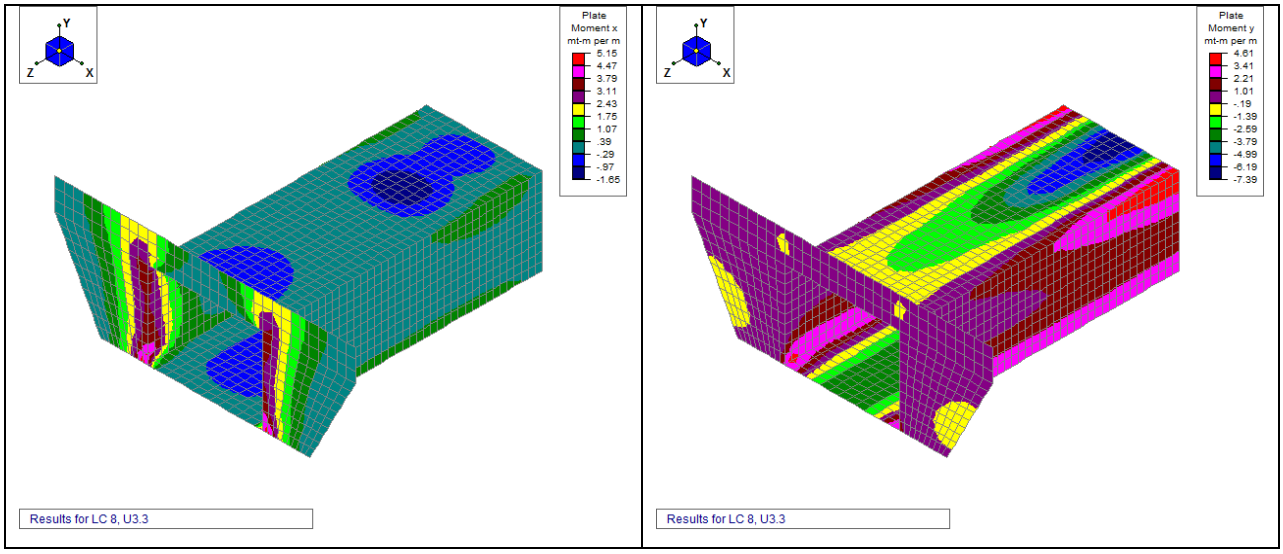


Figura 24 – Momentos flectores Mx (izquierda) My (derecha) combinación U3.3

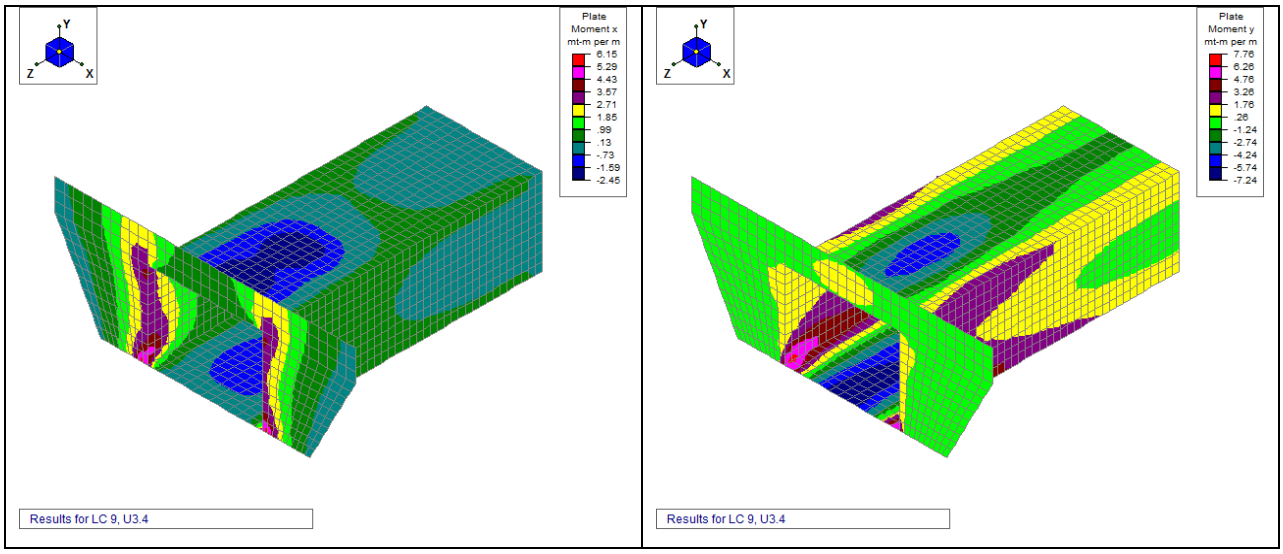


Figura 25 – Momentos flectores Mx (izquierda) My (derecha) combinación U3.4

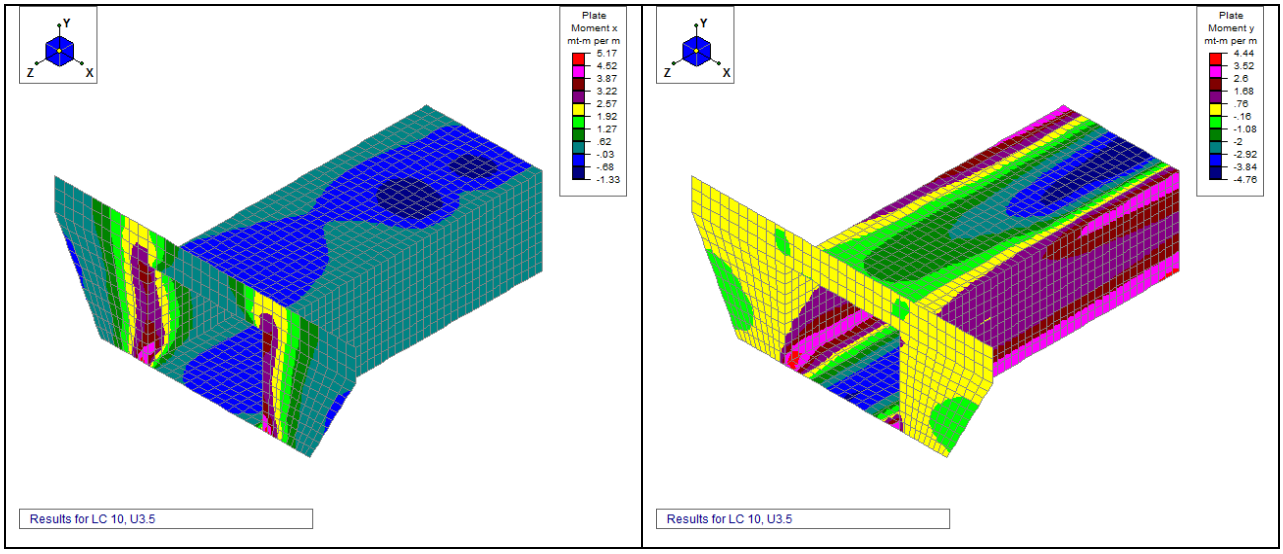


Figura 26 – Momentos flectores Mx (izquierda) My (derecha) combinación U3.5

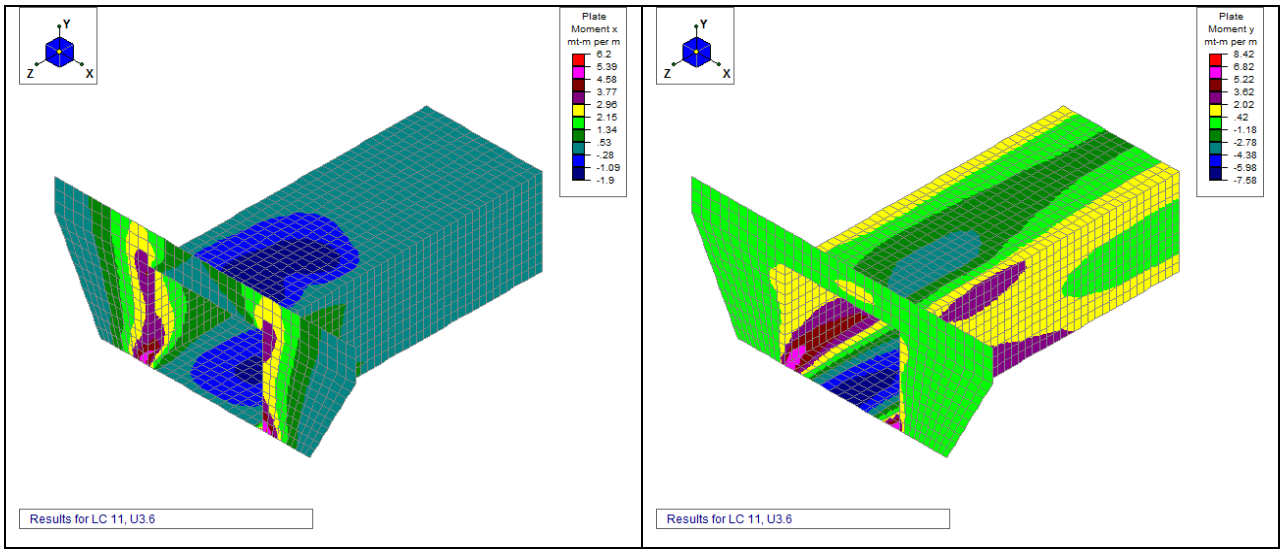


Figura 27 – Momentos flectores Mx (izquierda) My (derecha) combinación U3.6

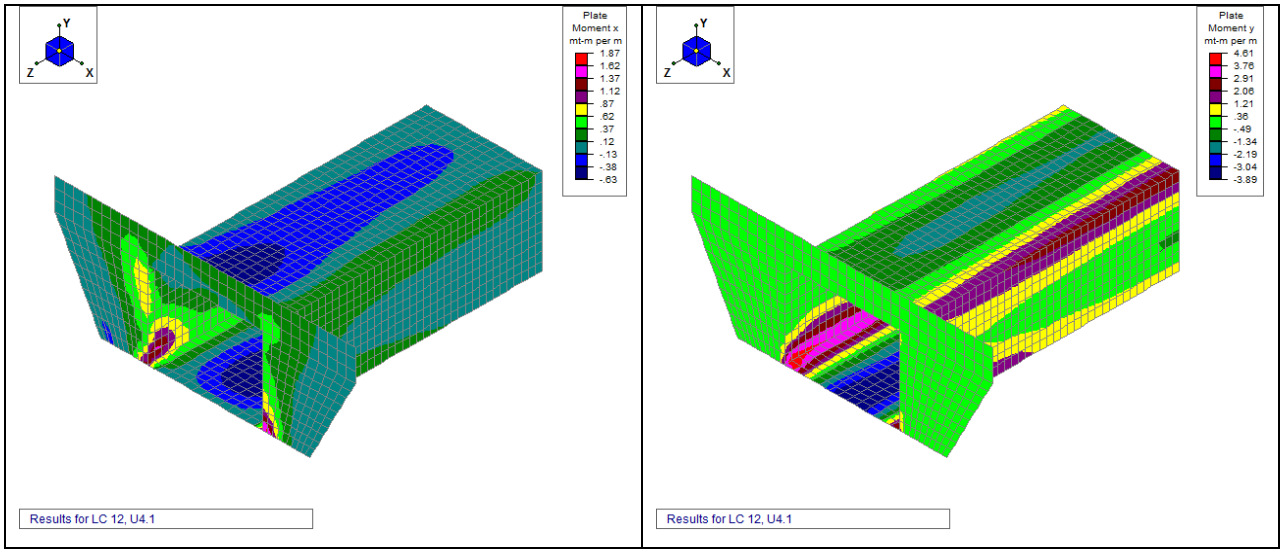


Figura 28 – Momentos flectores Mx (izquierda) My (derecha) combinación U4.1

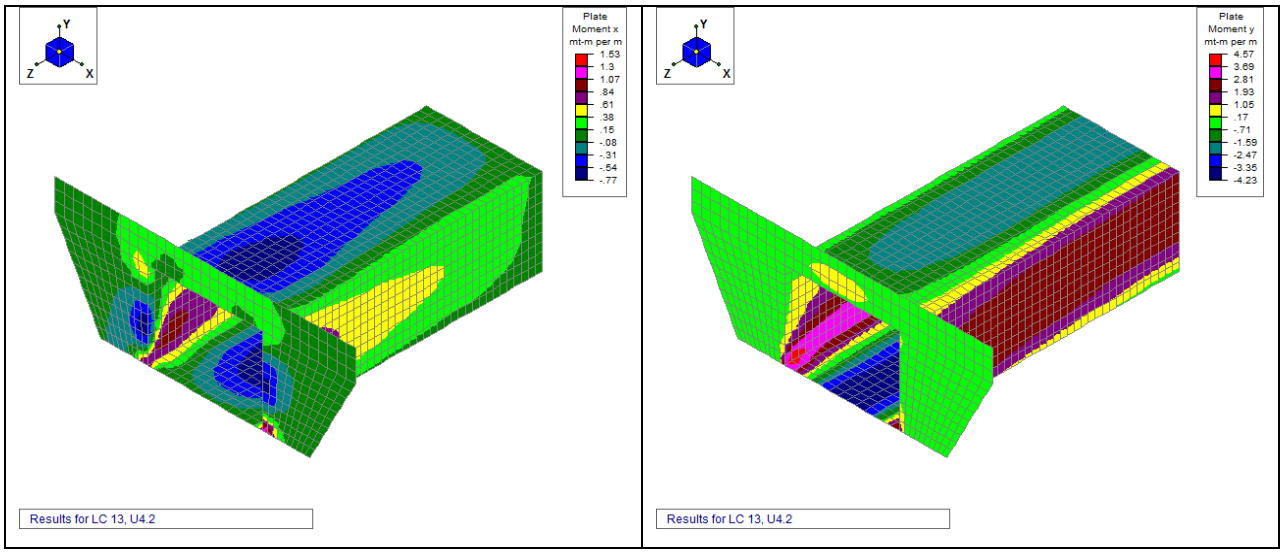


Figura 29 – Momentos flectores Mx (izquierda) My (derecha) combinación U4.2

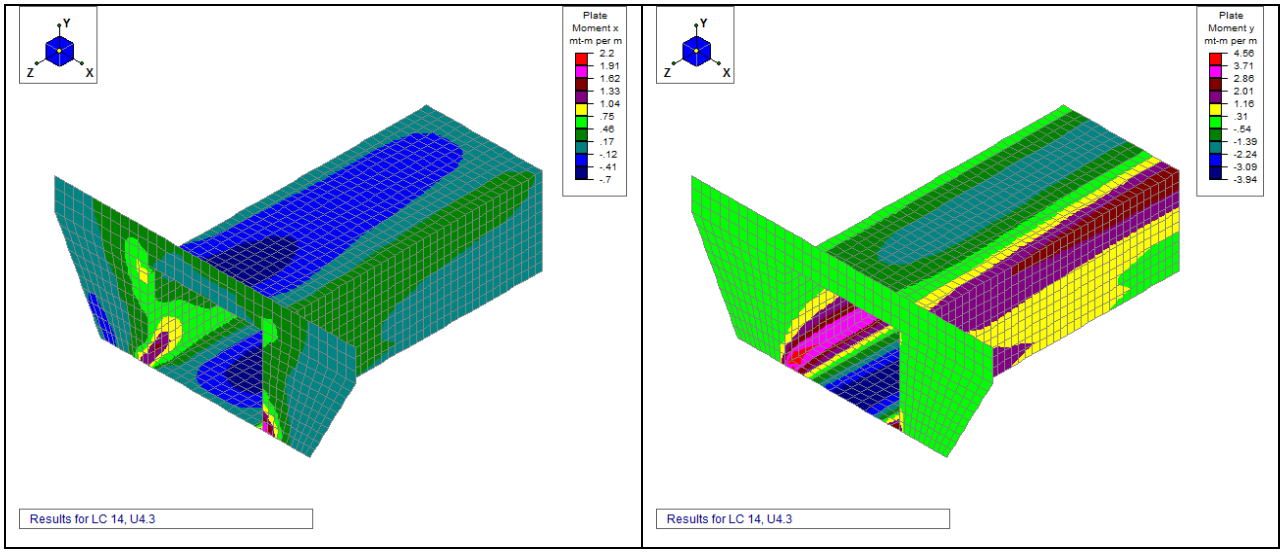


Figura 30 – Momentos flectores Mx (izquierda) My (derecha) combinación U4.3

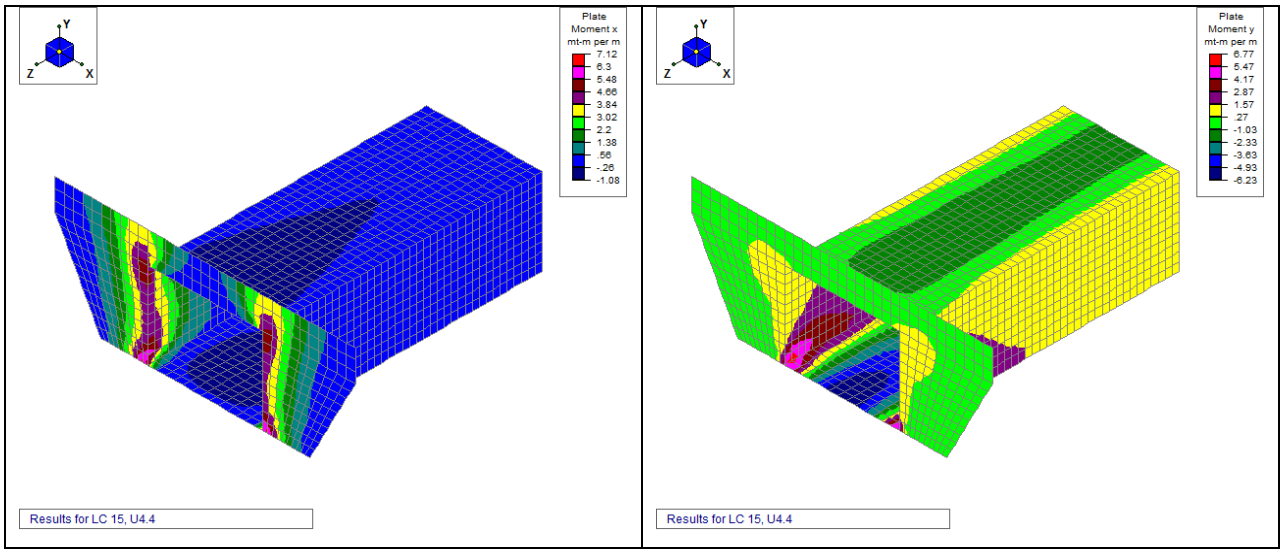


Figura 31 – Momentos flectores Mx (izquierda) My (derecha) combinación U4.4

Para los esfuerzos que se indican en las tablas siguientes, se sigue la nomenclatura de elementos indicada a continuación.

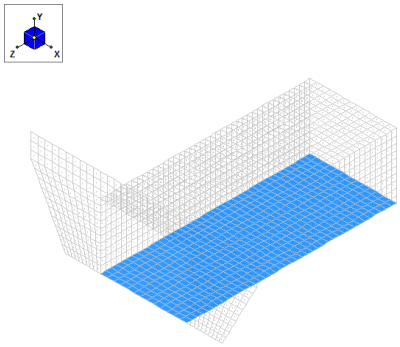


Figura 32 – Elementos LR (e=30cm) (losa radier)

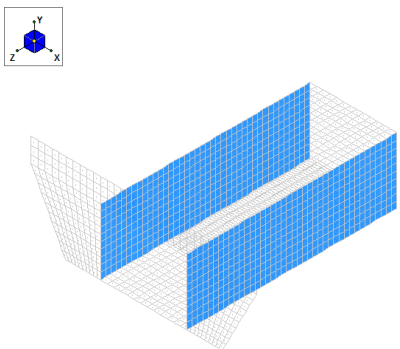


Figura 33 – Elementos MC (e=30cm) (muros canal)

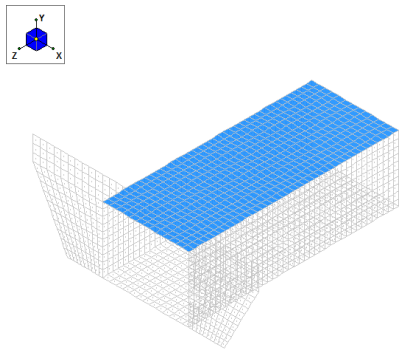


Figura 34 – Elementos LC (e=30cm) (losa canal)

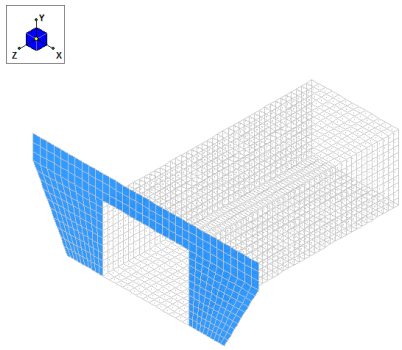


Figura 35 – Elementos MA (e=30cm) (muros ala)

Tabla 2 – Esfuerzos máximos combinaciones mayoradas

Elem.	Cara	$M_{ux,\,max}$ (ton·m/m)	Comb.	$M_{uy,\,max}$ (ton·m/m)	Comb.	$\lvert V_{ux,\,max}\rvert$ (ton/m)	Comb.	$\lvert V_{uy,\,max}\rvert$ (ton/m)	Comb.
LR	Int.	-1.249	U3.4	-7.178	U3.6	-3.47	U3.6	26.98	U3.6
	Ext.	0.72	U3.6	8.241	U3.6				
MC	Int.	-0.444	U4.2	-0.793	U4.1	-24.03	U4.4	-38.68	U3.6
	Ext.	6.612	U4.4	8.296	U3.6				
LC	Int.	-2.427	U3.4	-7.968	U3.1	13.77	U3.2	-14.80	U3.1
	Ext.	1.155	U3.2	4.076	U3.3				
MA	Canal	-0.785	U4.2	-1.073	U3.2	-17.01	U4.4	9.55	U4.4
	Rell.	7.035	U4.4	1.662	U3.2				

Tabla 3 – Solicitaciones máximas de momento, combinaciones de servicio

Elem.	Cara	$M_{sx,\,max}$ (ton·m/m)	Comb.	$M_{sy,\,max}$ (ton·m/m)	Comb.
LR	Int.	-0.603	C1.4	-3.454	C1.4
	Ext.	0.364	C1.1	3.886	C1.4
MC	Int.	-0.319	C2	-0.079	C1.2
	Ext.	3.287	C1.4	3.727	C1.4
LC	Int.	-0.528	C1.4	-1.798	C2
	Ext.	0.309	C2	1.059	C1.4
MA	Canal	-0.527	C2	-0.32	C2
	Rell.	3.383	C1.4	0.491	C1.4

En los cuadros anteriores se tiene:

M_x = momentos en sentido transversal al eje de la obra

M_y = momentos en sentido longitudinal, paralelo al eje de la obra

V_x = corte asociado al momento en sentido transversal al eje de la obra

V_y = corte asociado al momento en sentido longitudinal, paralelo al eje de la obra

Es importante destacar que en Tabla 3, cuyos resultados se utilizan para el cálculo de la fisuración por solicitaciones, los valores corresponden a las combinaciones de cargas de servicio “permanentes”, vale decir, donde las mayores solicitaciones corresponden a cargas de carácter de larga duración (no se incluyen las cargas de tránsito ni sísmicas).

Verificación del corte:

Se tiene la siguiente resistencia al corte, proporcionada por el hormigón:

e = 30 cm → $\phi \cdot V_c = 0.75 \cdot 0.53 \cdot f'_c{}^{0.5} \cdot 100 \cdot (30\text{-}5.6) / 1000 = 15.34$ ton/m

Las figuras siguientes muestran las solicitaciones de corte obtenidas del modelo para las combinaciones que controlan en diseño.

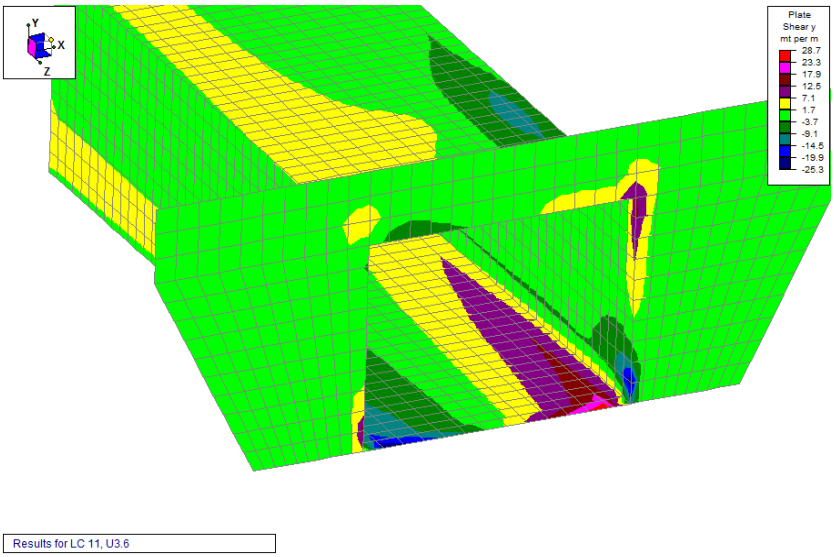


Figura 36 - Esfuerzo de corte en radier y muros asociado a momento transversal (en radier) y vertical (en muros), combinación U3.6

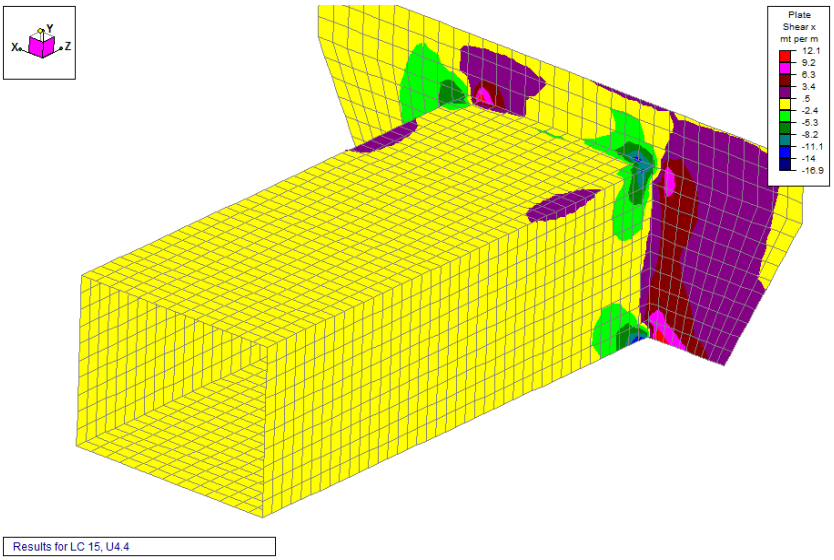


Figura 37 - Esfuerzo de corte en muros asociado a momento longitudinal, combinación U4.4

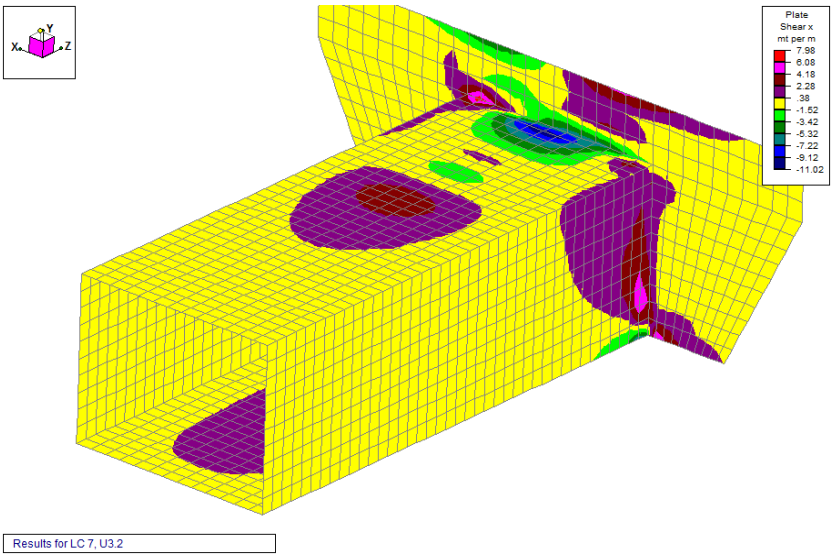


Figura 38 - Esfuerzo de corte en losa asociado a momento longitudinal, combinación U3.2

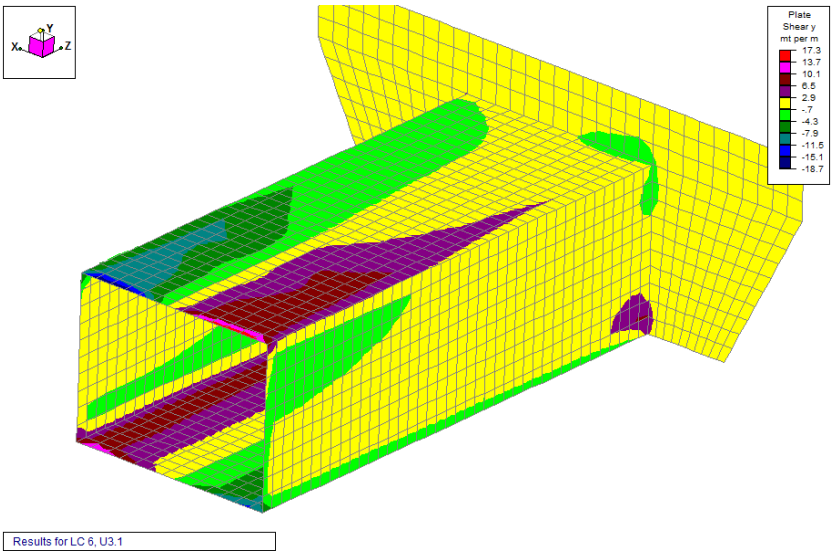


Figura 39 - Esfuerzo de corte en losa asociado a momento transversal, combinación U3.1

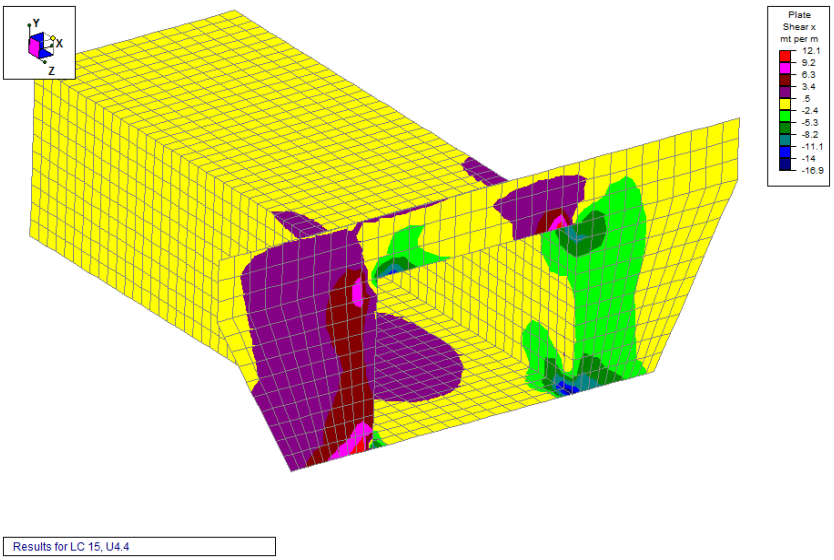


Figura 40 - Esfuerzo de corte en muro ala asociado a momento horizontal, combinación U4.4

Como se observa en Tabla 2, el corte máximo en algunas secciones supera la resistencia nominal del hormigón. Se analiza a continuación estas zonas.

Radier, corte asociado a momento transversal.

Se excede localmente el corte en la zona próxima al muro, en particular en el extremo junto al muro ala.

V_u = 26.98 ton/m

$V_{s,\,req}$ = (26.98 – 15.34) / 0.75 = 15.52 ton/m

$A_{v,\,req} = V_{s,\,req} \cdot s / (fy \cdot d)$ = 15.52 · 10 / (4.2·24.4) = 1.51 cm^2/m

→ Se disponen estribos ϕ8a15 (distancia medida en el sentido del escurrimiento), con lo que se obtiene 5 barras ϕ8 / m (3.35 cm^2/m) en forma vertical en el radier, en la zona de unión con el muro. Estas barras se disponen en forma de estribos para garantizar el anclaje.

Muros del canal, corte asociado a momento longitudinal y transversal y muros ala, corte asociado al momento horizontal

Las secciones asociadas al corte que excede localmente el corte resistido por el hormigón se ubican en la unión entre los muros del canal y los muros ala.

Se incrementa localmente el espesor de los muros laterales del canal, de forma de presentar una mayor resistencia al corte y minimizar los refuerzos requeridos.

$e_{modificado}$ = 45 cm (muros canal)

→ $\phi \cdot V_c = 0.75 \cdot 0.53 \cdot f'_c{}^{0.5} \cdot 100 \cdot (45-5.6) / 1000 = 24.76$ ton/m

$V_u = 38.68$ ton/m

$V_{s,\,req} = (38.68 - 24.76) / 0.75 = 18.56$ ton/m

$A_{v,\,req} = V_{s,\,req} \cdot s / (fy \cdot d) = 18.56 \cdot 20 / (4.2 \cdot 39.4) = 2.24$ cm^2/m

→ Se disponen estribos ϕ8a20 (medidos en sentido vertical), con lo que se obtiene 5 barras ϕ8 / m (2.51 cm^2/m) en sentido perpendicular al plano del muro cada 20 cm medidos en sentido vertical. Esta armadura se dispone en los alrededores de las zonas más solicitadas por corte, en toda la zona de espesor aumentado, de 1.50 m de longitud en los muros del canal.

Para los muros ala, la zona que excede la capacidad al corte del hormigón se limita a las inmediaciones de las esquinas, donde se sobrepasa ligeramente la capacidad del hormigón ($V_{s,\,req}$ = 2.2 ton/m) se dispone estribos ϕ8 a 15, en forma análoga para el radier, manteniendo el espesor de 30 cm indicado anteriormente.

Losa

La losa presenta cortes máximos en ambas direcciones que son menores al corte nominal minorado resistido por el hormigón, por lo que no se requiere refuerzos.

Resumen refuerzos de corte proyectados

Las figuras siguientes presentan resumen de los refuerzos de corte proyectados, indicados en los párrafos anteriores.

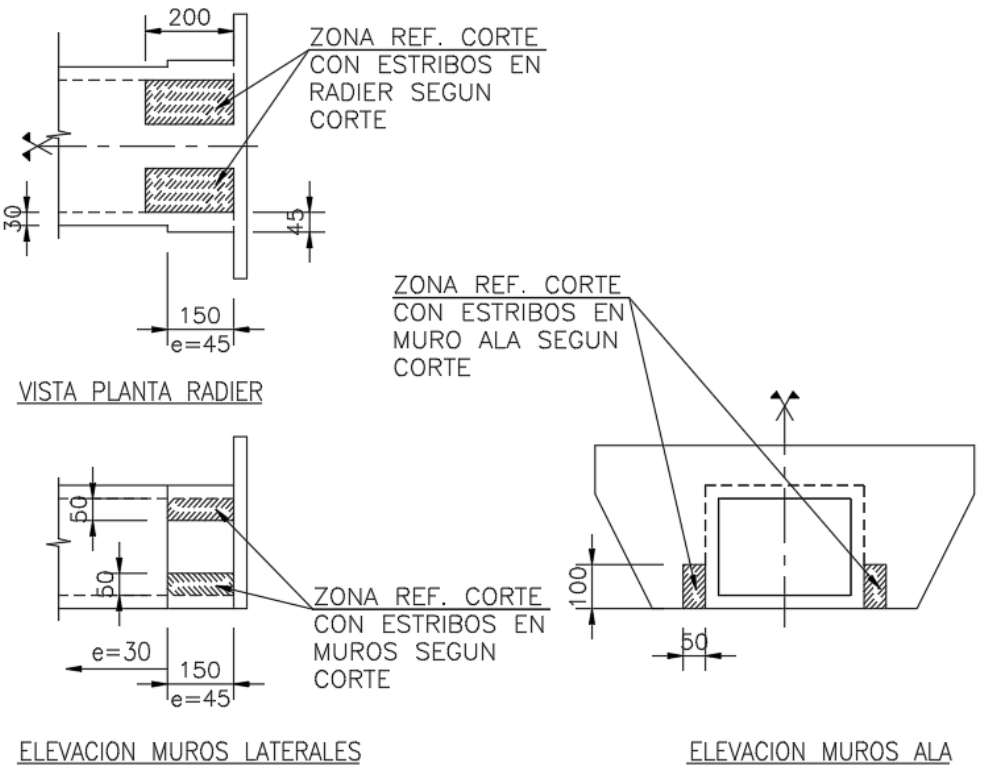
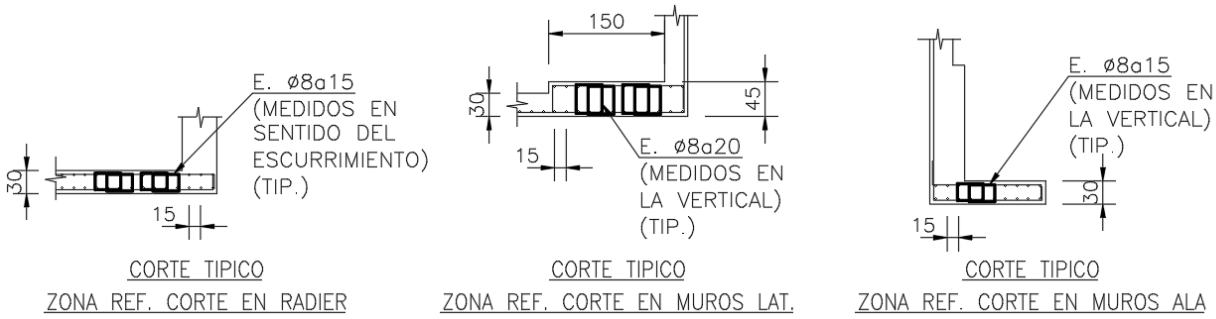


Figura 41 – Disposición general de refuerzos de corte en muros y radier



Refuerzos flexión:

Los cuadros siguientes muestran las armaduras determinadas para las solicitaciones de flexión en muros, radier y losa.

Tabla 4 - Armaduras longitudinales (losa, radier, muros canal) / horizontales (muros ala)

Elem.	Cara	e (cm)	$M_{u,\ diseño}$ (ton·m/m)	$A_{s,\ min}$ (cm2/m)	$A_{s,\ calculo}$ (cm2/m)	$A_{s,\ req.}$ (cm2/m)	Armadura dispuesta		
							Fe.	cm2/m	
LR	Int.	30	-1.25	8.17	1.36	5.24	Ø10a15	5.24	
	Ext.	30	0.72	8.17	0.78	5.24	Ø10a15	5.24	
MC	Int.	45	-0.44	13.17	0.3	5.24	Ø10a15	5.24	
	Ext.	45	6.61	13.17	4.48	5.97	Ø10a15+s.Ø8a15	8.59	(1)
LC	Int.	30	-2.43	8.17	2.65	5.24	Ø10a15	5.24	
	Ext.	30	1.16	8.17	1.25	5.24	Ø10a15	5.24	
MA	Canal	35	-0.79	9.83	0.71	5.24	Ø10a15	5.24	
	Rell.	35	7.04	9.83	6.45	8.60	Ø10a15+s.Ø10a15	10.47	

(1) Zona de unión con muro ala (espesor típico e=30 cm, $\phi \cdot M_n$=4.75 ton·m/m, mayor que las solicitaciones)

Tabla 5 - Armaduras transversales (losa, radier) / verticales (muros canal) / verticales (muros ala)

Elem.	Cara	e (cm)	$M_{u,\ diseño}$ (ton·m/m)	$A_{s,\ min}$ (cm2/m)	$A_{s,\ calculo}$ (cm2/m)	$A_{s,\ req.}$ (cm2/m)	Armadura dispuesta		
							Fe.	cm2/m	
LR	Int.	30	-7.18	8.17	8.01	8.17	Ø10a15+s.Ø8a15	8.59	(2)
	Ext.	30	8.24	8.17	9.24	9.24	Ø10a15+s.Ø10a15	10.47	(3)
MC	Int.	45	-0.79	13.17	0.53	5.24	Ø10a15	5.24	
	Ext.	45	8.30	13.17	5.64	7.52	Ø10a15+s.Ø10a15	10.47	(4)
	Int.	30	-0.79	8.17	0.86	5.24	Ø10a15	5.24	
	Ext.	30	8.30	8.17	9.31	9.31	Ø10a15+s.Ø10a15	10.47	(4)
LC	Int.	30	-7.97	8.17	8.93	8.93	Ø10a15+s.Ø10a15	10.47	(2)
	Ext.	30	4.08	8.17	4.48	5.97	Ø10a15+s.Ø10a15	10.47	(3)
MA	Canal	35	-1.07	9.83	0.97	5.24	Ø10a15	5.24	
	Rell.	35	1.66	9.83	1.5	5.24	Ø10a15	5.24	

(2) Vanos, cara superior radier, cara inferior losa
(3) Costados de radier y losa, encuentro con muros (cara exterior)
(4) Encuentro muros con losa y radier (cara exterior)

En los cálculos se consideró lo siguiente:

f'c =	250	kg/cm2
fy =	4200	kg/cm2
Rec. =	5.5	cm
$A_{s,\ min,\ RyT}$ =	5.24	cm2/m (e=30 cm)

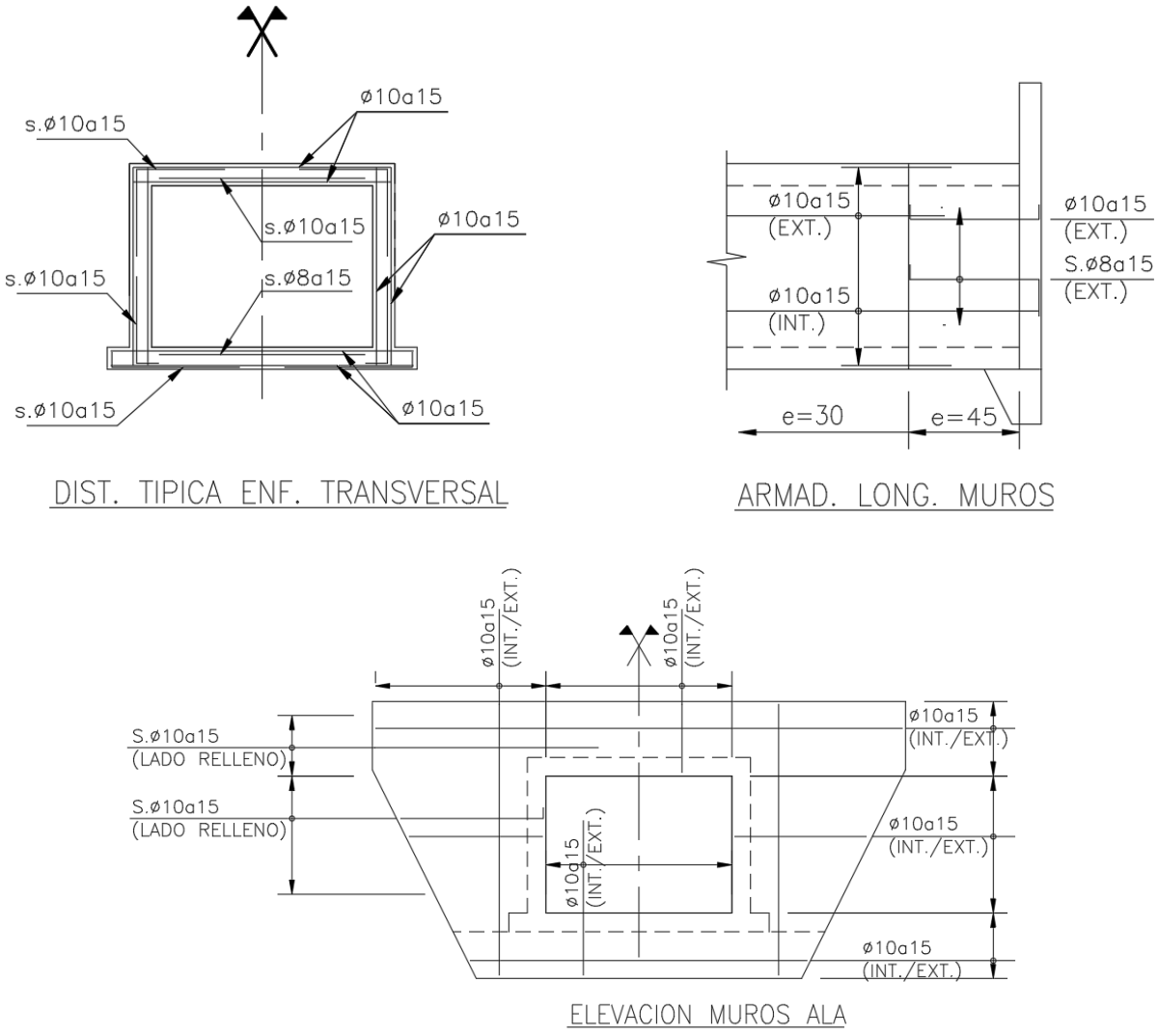


Figura 42 – Esquemas distribución de armaduras

Análisis de fisuración para condiciones de servicio

Se verifica la fisuración de acuerdo con la teoría indicada en ACI 318-95, para las secciones analizadas para las condiciones de servicio, considerando la máxima solicitación de momento. La fisuración máxima admisible es $w_{máx}$ = 0.20mm.

Tabla 6 - Fisuración "w" en condición de servicio – análisis longitudinal (muros canal, radier y losa) / horizontal (muros ala)

Elem.	Cara / dir	M_s (ton·m/m)	e (cm)	Armadura disp.		s (cm)	fs (t/cm2)	Z (ton/cm)	w (mm)
				Fe.	cm2/m				
LR	Int. / x	-0.603	30	Ø10a15	5.24	15	0.54	5.54	0.07
	Ext. / x	0.364	30	Ø10a15	5.24	15	0.326	3.34	0.04
MC	Int. / x	-0.319	45	Ø10a15	5.24	15	0.177	1.82	0.02
	Ext. / x	3.287	45	Ø10a15+s. Ø8a15	8.59	7.5	1.114	9.07	0.12
LC	Int. / x	-0.528	30	Ø10a15	5.24	15	0.473	4.85	0.06
	Ext. / x	0.309	30	Ø10a15	5.24	15	0.277	2.84	0.04
MA	Canal / x	-0.527	35	Ø10a15	5.24	15	0.392	4.02	0.05
	Rell. / x	3.383	35	Ø10a15+s. Ø10a15	10.47	7.5	1.26	10.26	0.13

Tabla 7 - Fisuración "w" en condición de servicio – análisis transversal (muros canal, radier y losa) / vertical (muros ala)

Elem.	Cara / dir	M_s (ton·m/m)	e (cm)	Armadura disp.		s (cm)	fs (t/cm2)	Z (ton/cm)	w (mm)
				Fe.	cm2/m				
LR	Int. / y	-3.454	30	Ø10a15+s. Ø8a15	8.59	7.5	1.887	15.37	0.20
	Ext. / y	3.886	30	Ø10a15+s.	10.47	7.5	1.742	14.19	0.18
MC	Int. / y	-0.079	45	Ø10a15	5.24	15	0.044	0.45	0.01
	Ext. / y	3.727	45	Ø10a15+s. Ø10a15	10.47	7.5	1.036	8.44	0.11
	Int. / y	-0.079	30	Ø10a15	5.24	15	0.071	0.73	0.01
	Ext. / y	3.727	30	Ø10a15+s. Ø10a15	10.47	7.5	1.671	13.61	0.18
LC	Int. / y	-1.798	30	Ø10a15+s. Ø10a15	10.47	7.5	0.806	6.56	0.09
	Ext. / y	1.059	30	Ø10a15+s. Ø10a15	10.47	7.5	0.475	3.87	0.05
MA	Canal / y	-0.32	35	Ø10a15	5.24	15	0.238	2.44	0.03
	Rell. / y	0.491	35	Ø10a15	5.24	15	0.365	3.74	0.05

Por lo tanto, el diseño cumple con la fisuración para todas las secciones.

Análisis de tensiones de contacto en el suelo para condiciones de servicio

Para el cálculo de las presiones en el suelo de fundación se obtuvo las reacciones en la base para las combinaciones de servicio C1.1 a C4.4.

Por medio de una planilla Excel que calcula el área tributaria de cada nodo, se logra convertir la fuerza de reacción vertical en presión, obteniéndose el valor máximo y verificando su relación con la presión admisible del suelo de fundación. De este modo la máxima presión es de 0.98 kg/cm^2 para la combinación estática C3.6 (tránsito) y 1.02 kg/cm^2 para la combinación sísmica C4.2 (sismo actuando sobre estructura y agua interior).

Tabla 8 - Máximas presiones estática y sísmica en suelo de fundación

Condición	Presión de contacto máxima (kg/cm^2)	Combinación asociada
Estática	0.98	C3.6
Sísmica	1.02	C4.2

Se cumple con las tensiones máximas recomendadas por informe de suelos. En las figuras siguientes se puede ver esquemáticamente las reacciones en el modelo para las condiciones que presentan las máximas reacciones verticales.

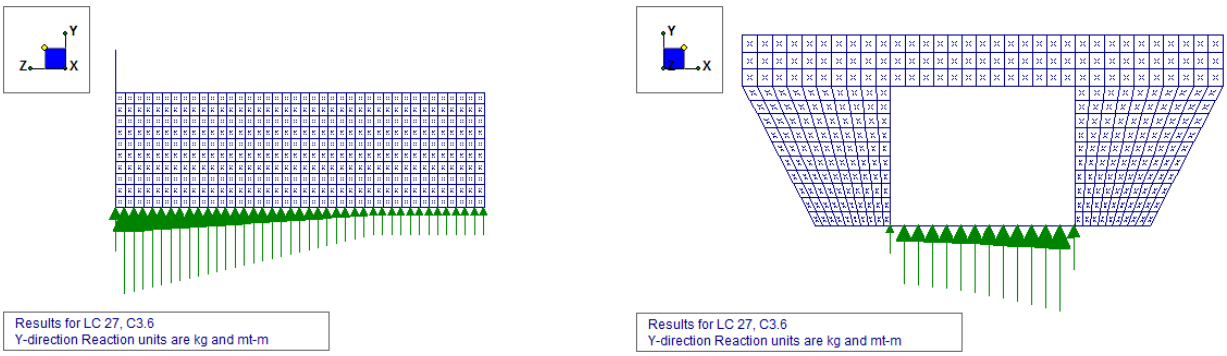


Figura 43 – Diagramas de reacciones para condición estática (combinación C3.6)

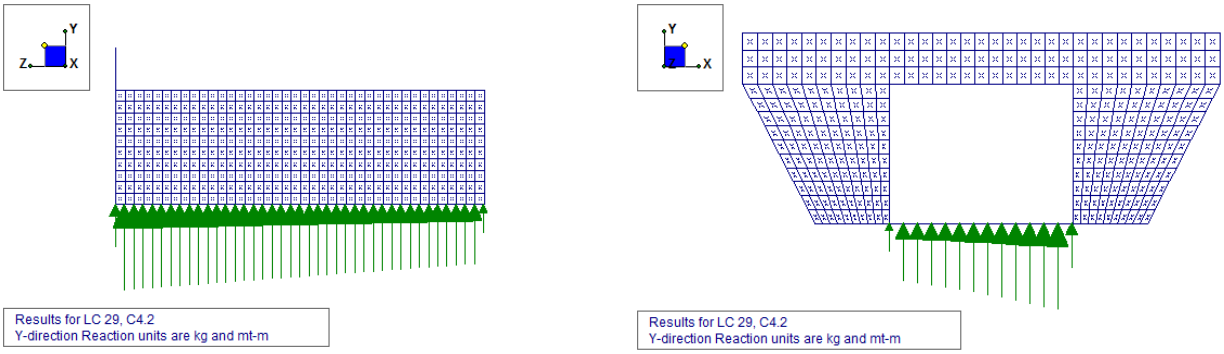


Figura 44 – Diagramas de reacciones para condición sísmica (combinación C4.2)

Respecto del porcentaje apoyado de la sección, la combinación de cargas más desfavorable corresponde a la C4.4 (sismo longitudinal), con un 80% de la sección apoyada, con lo que se cumple lo requerido por la normativa. La figura siguiente muestra en forma esquemática las reacciones para esta condición. La tensión de contacto máxima en esta combinación de cargas es de 0.63 kg/cm^2.

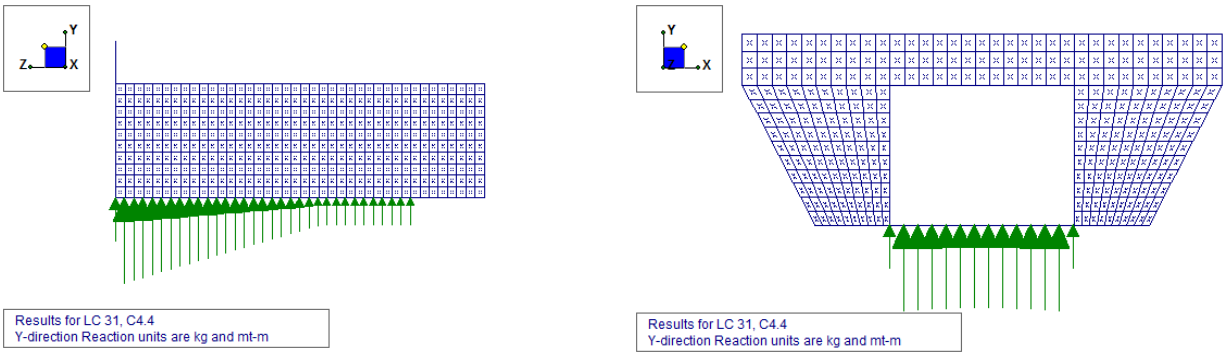


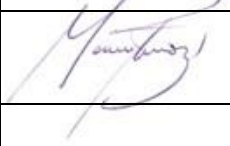
Figura 45 – Diagramas de reacciones para condición sísmica (combinación C4.4)

Anexo 9.1.5

Resistencia Cajón Vehículos

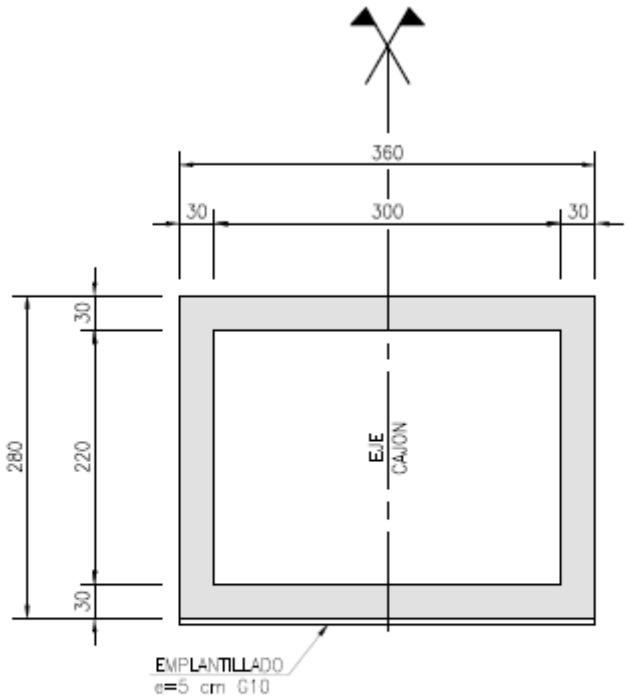
“PROYECTO CANAL DE EVACUACIÓN DE AGUAS LLUVIAS SANTA MARTA”

RESISTENCIA DE CAJONES RECTANGULARES 3,0X2,2m ANTE CARGAS VEHÍCULARES

	NOMBRE	CARGO	FIRMA	FECHA
PREPARADO POR :	MAURICIO MUÑOZ	ING.CIVIL		17-11-2022
APROBACION 1				

1. Descripción

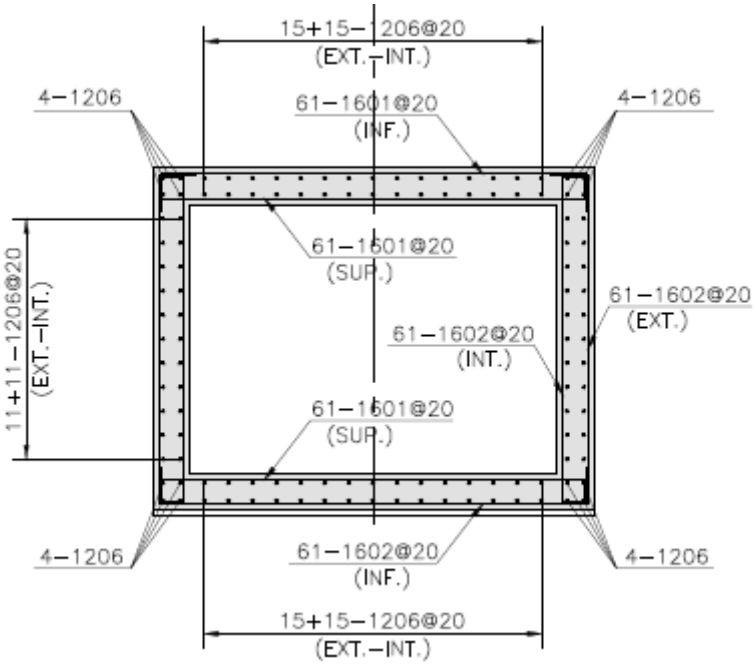
De acuerdo a lo solicitado por el Inspector Fiscal (en adelante IF), se describe en la presente carta las condiciones de resistencia estructural y serviciabilidad de los cajones rectangulares típicos de dimensiones 3,0x2,2m presentes a lo largo de todo el canal en sus fases constructivas I y II. En cuanto a formas el cajón tiene en toda su extensión la siguiente sección:



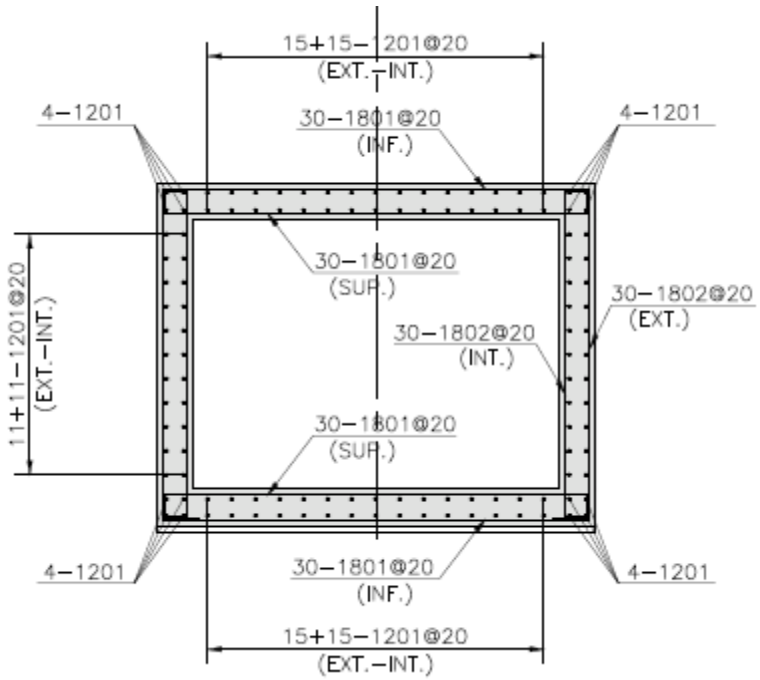
SECCION TRANSVESAL
CAJON TIPICO
ESCALA 1:50

El proyecto estructural determinó que esta sección típica tiene distintas dae refuerzo de acuerdo a la profundidad y cobertura de suelo sobre la clave (h), teniendo entonces los siguientes casos:

- Armadura principal interior y exterior 16a20 más armadura de repartición 12a20 para cajones con h ≤ 2,0m



- Armadura principal interior y exterior 18a20 más armadura de repartición 12a20 para cajones con h > 2,0m y hasta 3,2m de acuerdo al perfil longitudinal del canal.



De acuerdo a resultados expuestos en memoria de cálculo del canal Santa Marta secciones 7 y 8 para la sección del cajón, el máximo momento de diseño de Mu=9,2 ton*m para cajón con h=3,2m pero a esta profundidad las cargas de tránsito no son influyentes. Para el caso más probable de que un cajón sea cargado por una carga vehicular se dará en cajones diseñados para h<2,0m con armadura superior e inferior 16a20 en losa superior. Para el cajón la peor condición ante cargas vehiculares siempre será cuando este se expone a la carga de la rueda directamente sobre la losa sin considerar cobertura de relleno. De la memoria del cajón se obtuvo un Mu_máx en la losa de 6,24 ton*m

Tabla 15 – Esfuerzos máximos Mu/Qu C1 a C5 (H=2,0m)

Elem	Mux_max ton*m	Comb	Muy_max ton*m	Comb	Qux_máx ton	Comb	Quy_max ton	Comb	ϕVc ton
A	-0.53	1	-4.59	2	-2.33	2	-8.85	1	15.71
B	-0.51	4	-4.59	2	1.80	2	-9.43	4	15.71
C	-0.56	4	6.17	2	1.61	4	-13.02	2	15.71
D	-0.48	4	6.24	2	-1.26	4	10.73	2	15.71

Tomando la carga del eje de camión típico ASSHTO HS20-44 y específicamente la carga de una rueda (doble) ya que será la peor condición y no precisamente cuando el eje de 1,8m de ancho (distancia entre ruedas) queda contenido en el ancho del canal porque en dicho caso las carga tiene menos efecto cuando las cargas se alejan del centro del elemento en flexión (en este caso la losa).

Considerando de forma conservadora la losa superior como una viga simplemente apoyada y una carga en el centro equivalente a la rueda doble del camión ASSHTO (9,44ton incluyendo el factor de impacto), se tiene un momento máximo siguiente:

$$Mmáx = P*L/4 = 9,44*3,3/4*1,2 = 9,3 \text{ ton*m}$$

$$As_req = 10,3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Considerando que al tomar la losa como un modelo de viga simplemente apoyada se ha sido conservador y se acepta entonces que la armadura 16a20 (10,05 cm^2/m) soporta sin problemas la carga de rueda del camión ASSHTO.

Se concluye que los cajones proyectados para el canal Santa Marta pueden recibir la carga de rueda del camión tipo ASSHTO HS20-44 incluso si esta se produce directamente sobre la losa.

Anexo 9.2

Memoria Cajón

PROYECTO CANAL DE EVACUACIÓN DE AGUAS LLUVIAS SANTA MARTA

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL
CÁMARA DE INSPECCIÓN, CHIMENEAS Y SECCIÓN CAJÓN

Rev.B

Mauricio Muñoz Piña

Ingeniero Civil
Universidad Central

Santiago, 26 de agosto de 2022

Contenido

1 DESCRIPCIÓN GENERAL 3

2 BASE DE CÁLCULO GENERAL 6

3 CÁMARA DE INSPECCIÓN DE LIMPIEZA 8
3.1 MODELO DE ANÁLISIS 8
3.2 CASOS Y COMBINACIONES DE CARGAS 9
3.3 VERIFICACIÓN DE FISURACIÓN POR RETRACCIÓN Y TEMPERATURA 18
3.4 CÁLCULOS DE ESFUERZOS Y RESULTADOS 19
3.5 PRESIONES EN EL SUELO DE FUNDACIÓN 31
3.6 ESFUERZOS RESULTANTES PARA CÁMARAS H = 2,0M 33

4 SECCIÓN TÍPICA DEL CANAL H=3,2M 35
4.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 35
4.2 CARGAS ACTUANTES 36
4.3 ESFUERZOS RESULTANTES 40

5 SECCIÓN TÍPICA DEL CANAL H=2,0M 42

6 CÁLCULO DE LOSETA 43
6.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 43
6.2 CARGAS ACTUANTES Y ESFUERZOS RESULTANTES 43

7 CÁLCULO DE CHIMENEAS DE INSPECCIÓN 45
7.1 CARGAS ACTUANTES 45
7.2 ESFUERZOS RESULTANTES 48

1 DESCRIPCIÓN GENERAL

El proyecto **ALLDP-58 Diseño Definitivo Canal de Evacuación de Aguas lluvias Santa Marta** incluye en su trazado varias obras civiles que deben ser analizadas estructuralmente, las que se detallan a continuación:

- Cámara de inspección de limpieza
- Tapas removibles de cámaras de inspección de limpieza
- Chimeneas de inspección
- Sección de canal típica en cajón rectangular (3,0x2,2m)

La presente memoria expone el cálculo y diseño estructural de la obras señaladas, para el proyecto de consultoría indicado, ubicado en la comuna de Maipú, ciudad de Santiago. Se muestra en primer lugar una imagen satelital con el emplazamiento del proyecto y luego algunas plantas y elevaciones de la cámara de inspección tipo, como obra principal del proyecto.

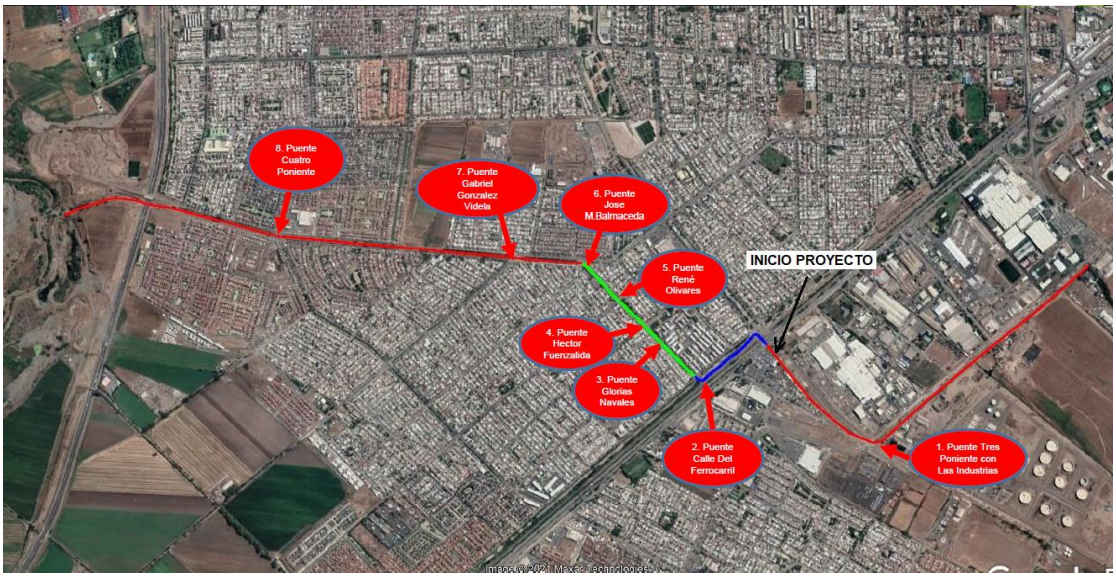


Figura 1– Emplazamiento general del proyecto

En la Figura 1 se muestra el trazado completo del actual canal Santa Marta y el punto de inicio del nuevo canal proyectado (sobre el mismo eje del existente, pero en cajón enterrado). Se indican también los puentes que cruzará el canal a lo largo de los casi 2,0 Km de recorrido. Cabe señalar que en estas zonas de cruce bajo puente existentes se proyecta ejecución de pilas de socalzado bajo los estribos de puentes, para que estos no sean afectados durante las excavaciones que requiere el nuevo canal. De este modo el canal no requiere verificación alguna en la zona de cruce y tampoco se proyecta alguna obra civil especial (solo se verifica la tubería colgando del puente en cruce Camino Melipilla).

A continuación se muestran las formas (solo dimensiones hidráulicas) de la cámara de inspección. La cámara de limpieza es simplemente un módulo tipo de largo L=12,1m, con escotilla de acceso de altura variable según la cota de tapa definida en planos hidráulicos. La sección y módulo tipo del canal es un módulo del mismo largo y sin la escotilla, por lo tanto se usará el mismo modelo para la obtención de fuerzas de diseño, evaluadas en sus extremos donde no existe mayor influencia de la escotilla.

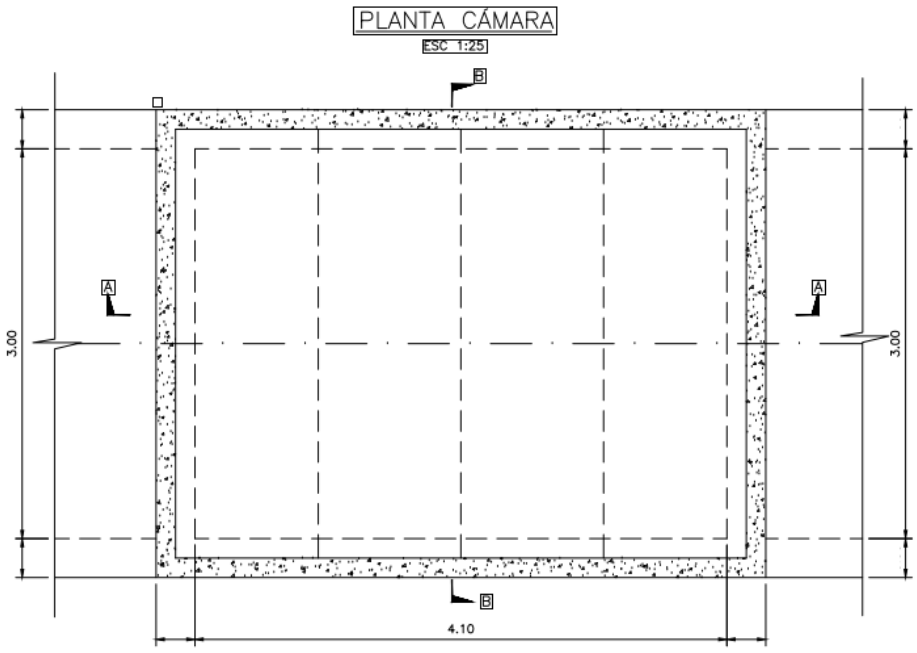


Figura 2– Planta cámara de inspección típica (CI)

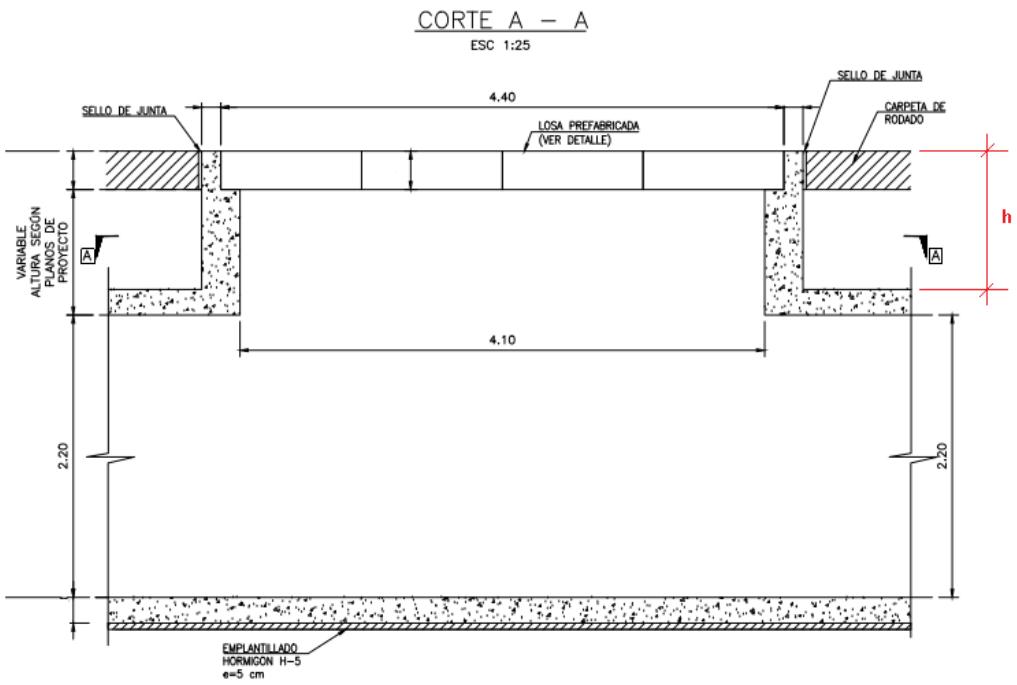


Figura 3 – Corte longitudinal de CI

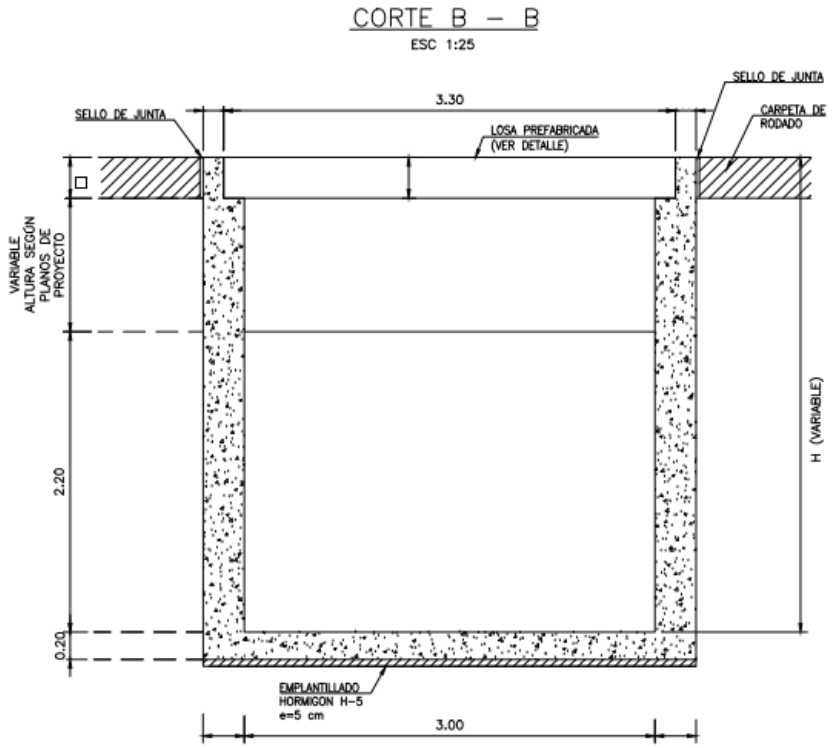


Figura 4 – Corte transversal de CI

Para el diseño se cuenta con los siguientes antecedentes:

- Planos hidráulicos (formas) de la cámara y sección tipo.
- Planos de planta y perfil hidráulico.
- Informe Referencial de Mecánica de Suelos (R&V Ingenieros, abril 2020)

Se realiza un modelo computacional de elementos finitos (placas) en programa Risa3D para cámaras de limpieza y chimeneas.

2 BASE DE CÁLCULO GENERAL

Cargas	Peso específico normal suelo relleno lateral:	2.0 ton/m^3
Materiales	Hormigón estructural:	G25
	Hormigón emplantillado:	G5
	γh (peso especifico hormigón):	2.5 ton/m^3
	Acero refuerzo (f_y=4200 kg/cm^2):	A630-420H
Datos del suelo	σ_{est} =	4.0 kg/cm^2
	σ_{sis} =	6.0 kg/cm^2
	k_{30} =	5.0 kg/cm^3
	ϕr (ángulo fricción)* =	40°
	Ko (constante de empuje en reposo)* =	0.36

*estos parámetros son típicos para un relleno granular de suelo sobre las paredes laterales de las cámaras. Los empujes laterales se tomarán en condición de reposo.

Datos sísmicos	Zona sísmica =	2
	Ao/g=	0.3
	Coef. Sís.máx.=	0.2
	C_R (coeficiente para empuje sísmico)* =	0,5
	ΔKs (coeficiente de empuje sísmico para chimeneas) =	0,125

*para cámaras y sección del canal se considera como empuje sísmico la recomendación de la NCh433.2009, al aplicar la siguiente carga uniforme en toda la altura, considera que las

cámaras son indeformables al estar enterradas y presentan una alta rigidez a la deformación lateral.

$$\sigma_s = 0{,}3*C_R*\gamma*h*Ao/g$$

Se considera también como verificación de la magnitud de la carga, la expresión recomendada en el Manual de Carreteras, tomándose el criterio que entregue el mayor empuje sísmico lateral (capítulo 3.1003.5 Estructuras Enterradas tipo Marco o Cajón). Se aplica a la sección del cajón una desangulación sísmica del suelo dada por la siguiente tabla (para aceleración máxima ao = 0,4g y asumiendo suelo gravo arenoso):

Tipo de suelo	Desangulación de diseño, θ_s		
	a_o = 0,3 g	a_o = 0,4 g	a_o = 0,5 g
Arenas	$7{,}5x10^{-4}$	$13x10^{-4}$	$20x10^{-4}$
Gravas arenosas	$2{,}5x10^{-4}$	$4x10^{-4}$	$5{,}5x10^{-4}$
Suelos finos y suelos con cementación			
q_u (kgf/cm^2)			
0,25	$18x10^{-2}$	$30x10^{-2}$	$44x10^{-2}$
1,00	$5{,}0x10^{-3}$	$21x10^{-3}$	$45x10^{-3}$
2,00	$11{,}0x10^{-4}$	$22x10^{-4}$	$35x10^{-4}$
4,00	$4{,}0x10^{-4}$	$6x10^{-4}$	$8{,}5x10^{-4}$
8,00	$2{,}5x10^{-4}$	$4x10^{-4}$	$5{,}5x10^{-4}$

Figura 5 – Deformación angular θs máxima según Manual de Carreteras para distintos tipos de suelo

θs = 0,0004

Se aplica a la sección un empuje de distribución triangular invertido de modo de producir la desangulación indicada (método simplificado), por lo tanto y dado que la altura del cajón medida entre ejes del radier y losa es de 2,5m, se tendrá la siguiente deformación lateral:

Δ = 0,0004*250 = 0,1cm.

<u>Consideraciones especiales</u>

- Para la obtención de esfuerzos se modeló la estructura con elementos finitos bidimensionales (placas) en programa RISA3D.
- Respecto al análisis de estabilidad, las presiones sobre el suelo de fundación se obtienen del mismo modelo aplicando las combinaciones de carga indicadas en ítem 4.

- No se realizan análisis de deslizamiento ni volcamiento por la condición de enterramiento que hace casi imposible ambos fenómenos.
- La presión lateral del suelo sobre los muros se aplica en condición de empuje en reposo.
- Por seguridad de la obra se considera el caso en que la cámara pueda estar absolutamente llenas de agua en el interior. Por lo anterior se considera un caso "normal" con cajón lleno y altura de agua 2,2m, y un segundo caso eventual con ducto en presión, tomando presión "0" en la cota de la tapa.
- Las armaduras mínimas (repartición) por criterio de retracción de fraguado y temperatura según norma británica BS 8007.
- Pese a que no hay información de napa en la zona, se considera igualmente y como criterio de seguridad, que el suelo colindante que empuja a las cámaras podría estar eventualmente saturado y produciendo empuje hidrostático desde el suelo a las paredes de la estructura.

Normas y criterios utilizados

- Cálculo de armaduras por método LRFD (cargas mayoradas y reducción de resistencia) indicado en código ACI 318-05.
- Verificación de espesores por método de tensiones admisibles.
- Verificación de armadura mínima por retracción y temperatura de acuerdo a norma británica BS8007.

3 CÁMARA DE INSPECCIÓN DE LIMPIEZA

3.1 MODELO DE ANÁLISIS

Se modela la cámara de limpieza en el programa de análisis RISA3D, utilizando elementos finitos del tipo "placa" o "shell". Las placas utilizadas son del tipo rectangular de 20x20cm (en los sectores donde exista regularidad geométrica) para un mejor detallamiento. Las dimensiones interiores son las definidas por proyecto hidráulico y el objetivo de la presente memoria es definir los espesores y armaduras necesarias para cumplir con los requisitos de resistencia y servicio.

La vinculación con el suelo se considera lo siguiente:

- Las cámaras se apoyan verticalmente sobre resortes de compresión con constante de balasto 5,0 kg/cm^3. El programa permite ingresar este valor asignado al balasto y lo convierte en un resorte traslacional (kg/cm) multiplicando la constante de balasto por el área tributaria del nodo respectivo.
- Para el modelo debe definirse si un resorte es de "tracción" o de "compresión", para lo cual debe respetarse lo siguiente: Un resorte de compresión es aquel que funciona o "reacciona" para deformación en la dirección contraria al eje global.

3.2 CASOS Y COMBINACIONES DE CARGAS

Los siguientes casos de carga son considerados en todas las combinaciones (para el peso propio el programa da la opción de aplicarlo automáticamente con un factor "-1" en la dirección global "Y"). Se considera para el modelo crítico una cobertura de relleno de 3,2m (caso de cámara N°3).

BLC1 : peso propio
BLC2 : empuje exterior estático de suelo húmedo
BLC3 : empuje exterior estático de suelo sumergido
BLC4 : agua exterior (en el suelo)
BLC5 : agua interior normal (en tope cajón)
BLC6 : Agua interior en presión
BLC7 : empuje sísmico transversal del suelo
BLC8 : empuje sísmico transversal del agua
BLC9 : carga de tránsito superior

A modo de ejemplo se muestran gráficamente estas condiciones de cargas aplicadas sobre ambos modelos.

<u>BLC1, Peso propio</u>

El programa permite incorporar el peso propio de la estructura aplicando el factor "-1" en la dirección global "Y" que corresponde al eje vertical. Se incluye en esta condición el peso de la cobertura de relleno.

BLC2, empuje estático exterior de suelo húmedo

La variación lineal del empuje de suelo en la profundidad se representa como cargas uniformes sobre cada fila de placas, cuya variación de presión es de 0,144 ton/m^2, considerando altura de placas de 20cm, peso específico húmedo $\gamma_{húm}$ = 2,0 ton/m^3 y condición de empuje en reposo con Ko=0,36 para ϕ=40°.

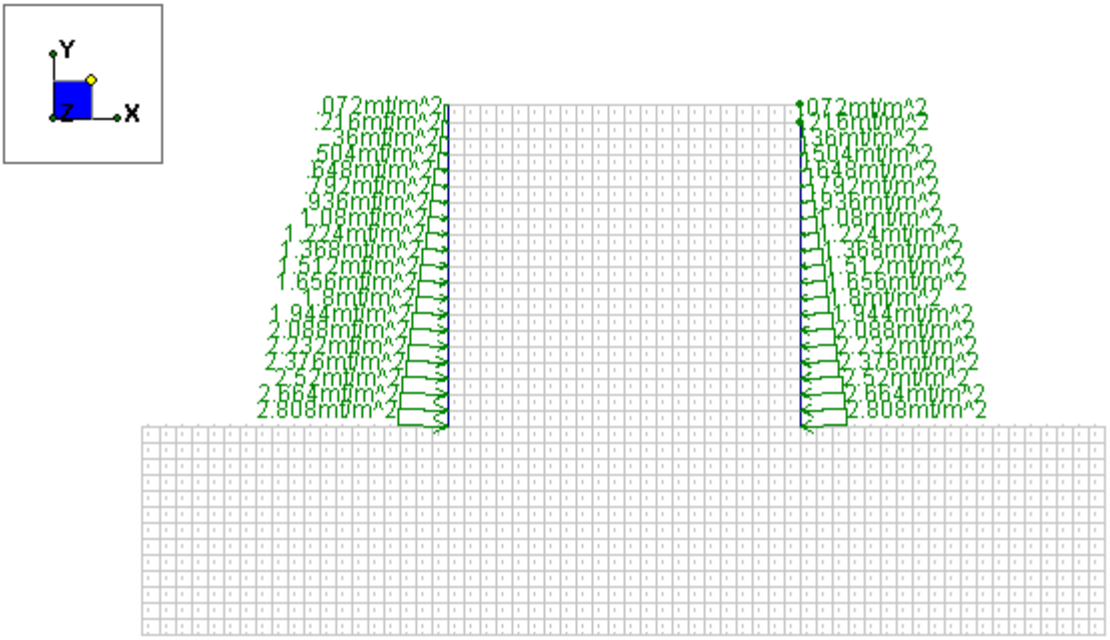


Figura 6 – Empuje estático exterior de suelo húmedo (vista longitudinal)

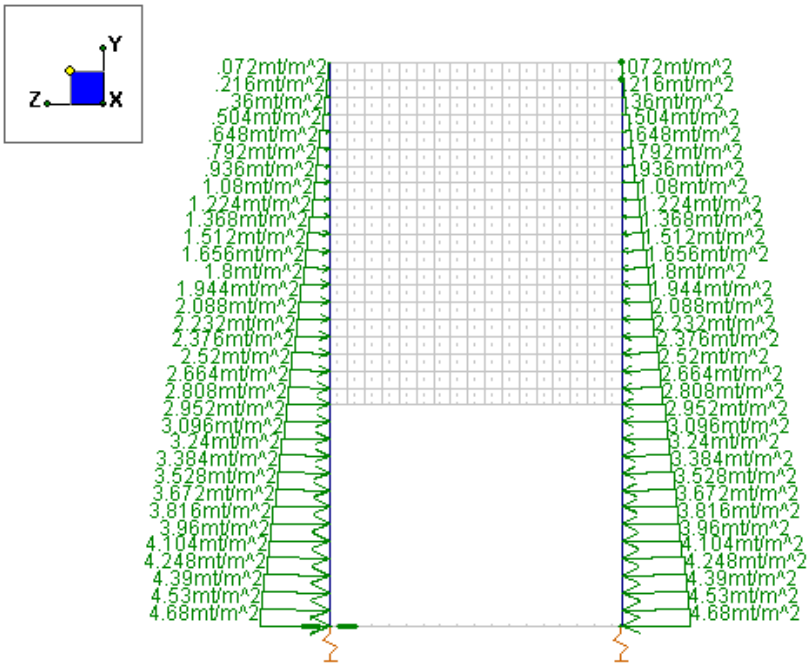


Figura 7 – Empuje estático exterior de suelo húmedo (vista transversal)

Empuje estático exterior de suelo sumergido

Del mismo modo que en el caso húmedo, pero con peso específico sumergido (boyante) γ_{sum}=1,0 ton/m^3.

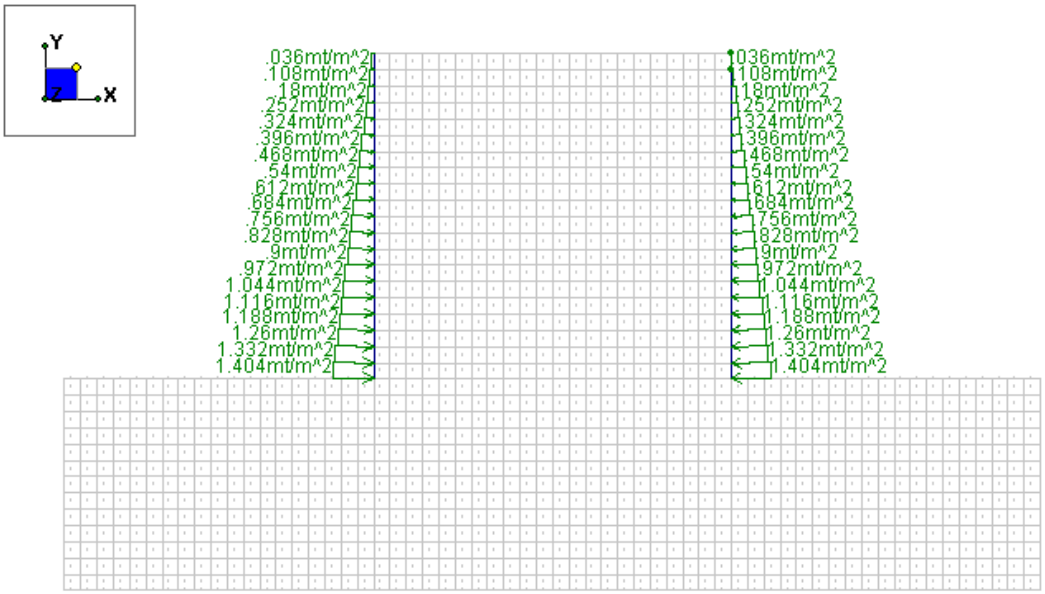


Figura 8 – Empuje estático exterior de suelo sumergido (vista longitudinal)

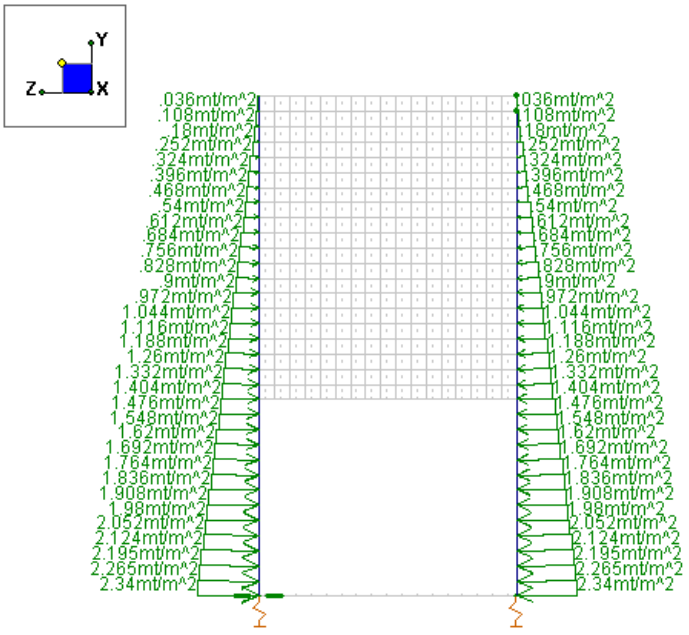


Figura 9 – Empuje estático exterior de suelo sumergido (vista transversal)

Agua en suelo

Se dijo anteriormente que, pese a no informarse napa en el sector, se recurre a la sana costumbre (seguridad en el diseño) de considerar que el suelo puede saturarse de agua por

diversas razones (lluvia especialmente), por lo que se tomará un nivel máximo de saturación de agua hasta la cota de terreno. Esta presión se aplica simultáneamente con la acción sumergida o boyante del suelo.

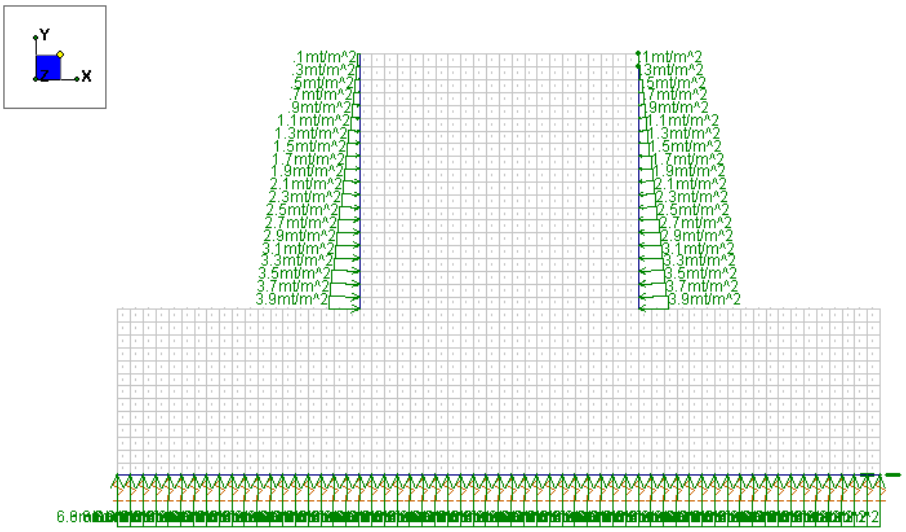


Figura 10 – Agua en el suelo (vista longitudinal)

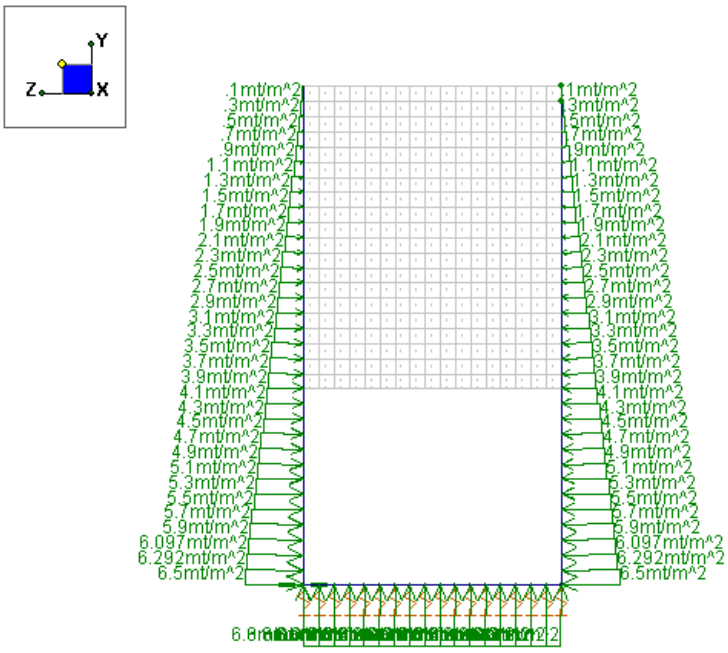


Figura 11 – Agua en el suelo (vista transversal)

Agua interior (caso operación normal)

Por tratarse de una cámara húmeda y mientras no se defina un nivel exacto del agua en su interior, se tomará con el agua a tope.

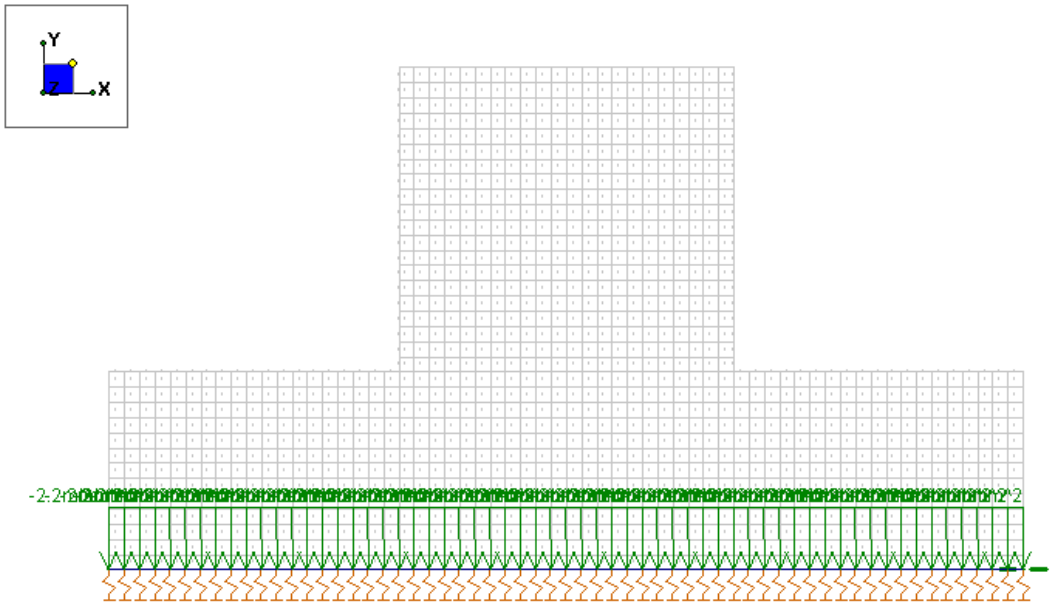


Figura 12 – Agua interior normal 2,2 ton/m2 (vista longitudinal)

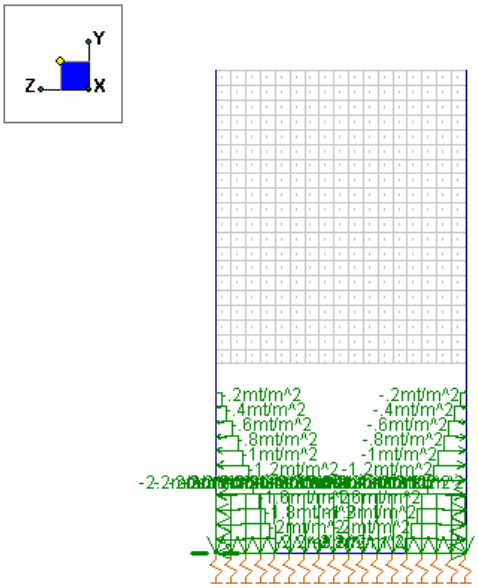


Figura 13 – Agua interior (vista transversal)

Agua interior en presión

Por tratarse de una cámara húmeda y mientras no se defina un nivel exacto del agua en su interior, se tomará con el agua a tope.

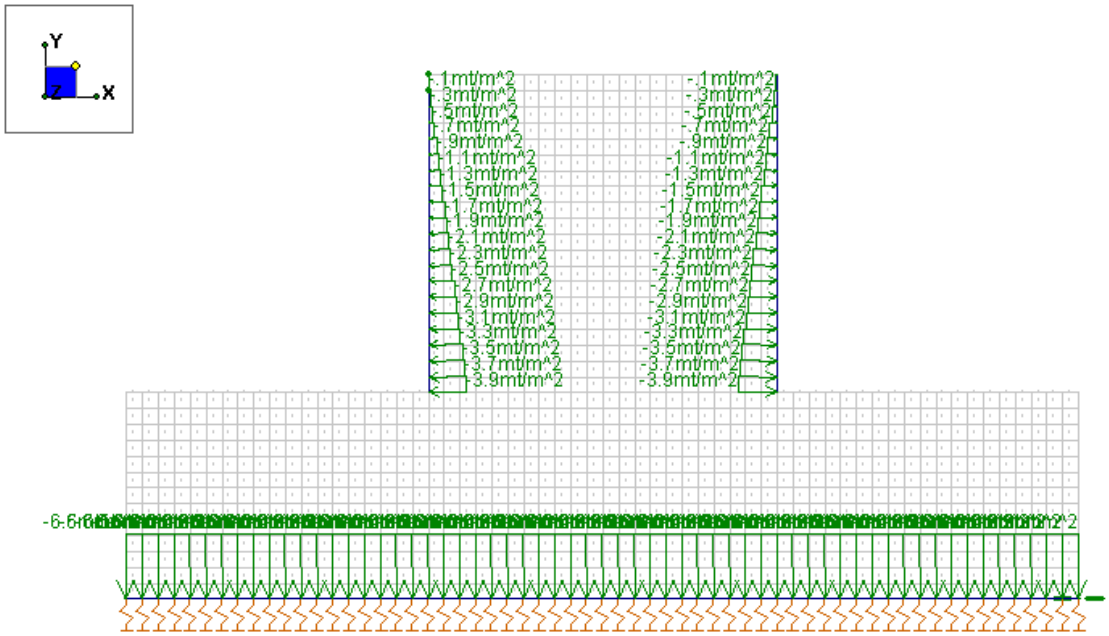


Figura 14 – Agua interior en presión, hasta cota de la tapa (vista longitudinal)

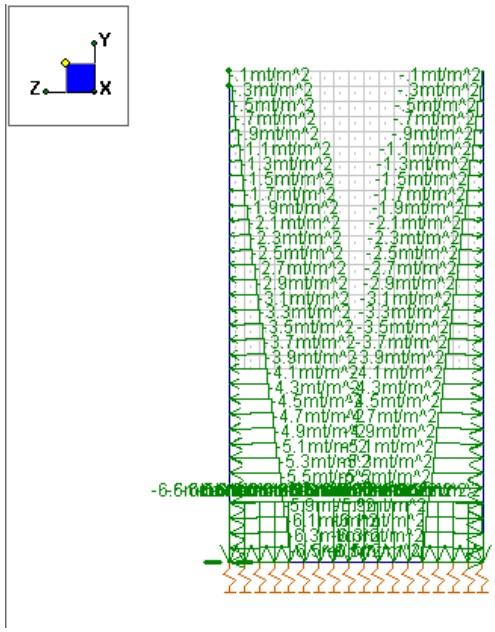


Figura 15 – Agua interior en presión, hasta cota de la tapa (vista transversal)

<u>Empuje sísmico del suelo en X</u>

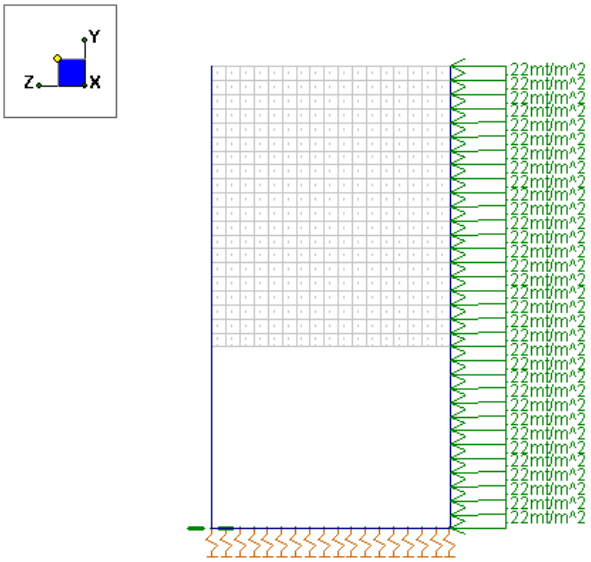


Figura 16 – Empuje sísmico transversal del suelo

Se aplica el empuje uniforme de la NCh433 para muros arriostrados. Se calcula entonces el empuje h=2,5m (altura interior + espesor de losa 30cm).

Para h = 2,2m => $q = 0{,}3 \cdot C_R \cdot \gamma \cdot h \cdot Ao/g = 0{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 2{,}0 \cdot 2{,}5 \cdot 0{,}3 = 0{,}22$ ton/m^2

Empuje sísmico del agua

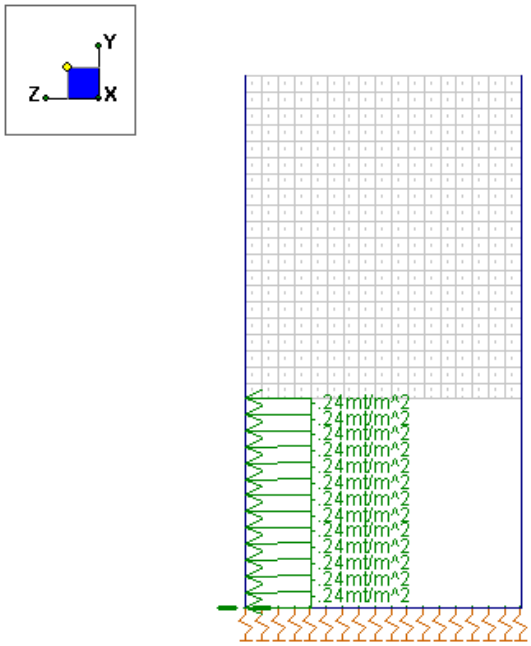


Figura 17 – Empuje sísmico del suelo en -X

El comportamiento hidrodinámico del agua se representa con el criterio de Westergaard recomendado ampliamente en los criterios de diseño de obras hidráulicas en general. Se trata de una simplificación que asigna a un muro una presión $q=0{,}55 \cdot c_s \cdot h = 0{,}11 \cdot h$ (donde c_s es el coeficiente sísmico, 0,2 en nuestro caso). Entonces para el muro de h=2,2m se aplica una presión uniforme q = 0,24 ton/m^2.

Carga de tránsito

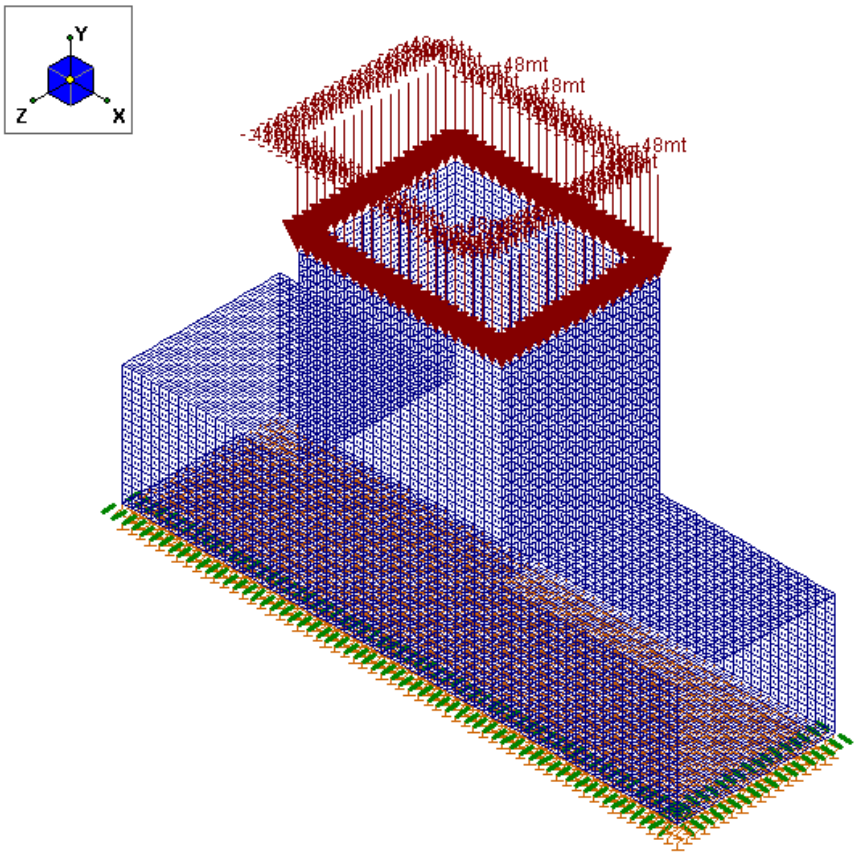


Figura 18 – Carga de tránsito sobre coronamiento

Se considera la carga de camión AASTHO HS20-44 con carga de rueda de 7,26 ton. Se aplica una carga total de 7,26*1,3*4 = 37,7 ton considerando un factor de impacto de 1,3 y la carga de 4 ruedas, ya que por geometría el camión AASTHO podría apoyar sus 2 ejes delanteros sobre las escotillas. Como criterio se repartió esta carga total en los nodos del modelo en el coronamiento.

En las combinaciones siguientes C1 a C6 representan las cargas mayoradas para el cálculo de armaduras, mientras que las combinaciones C7 a C12 representan condiciones de servicio

para verificación de espesores y presión sobre el suelo. Como se mencionó se usarán los factores de mayoración indicados en ACI318-05.

C1 : estática ext – mayorada = 1,2BLC1+1,6BLC3+1,2BLC4
C2 : estática int – mayorada = 1,4BLC1+1,4BLC5
C3 : estática int en presión – mayorada = 1,2BLC1+1,6BLC2+1,2BLC6
C4 : sismo del suelo – mayorada = 1,2BLC1+1,6BLC3+1,2BLC4+1,4BLC7
C5 : sismo con agua – mayorada = 1,2BLC1+1,6BLC2+1,2BLC5+1,4BLC8
C6 : peso con carga de rueda – mayorada = 1,2BLC1+1,6BLC2+1,2BLC5+1,6BLC9
C7 : estática ext – servicio = BLC1+BLC3+BLC4
C8 : estática int – servicio = BLC1+BLC5
C9 : estática int en presión – servicio = BLC1+BLC2+BLC6
C10 : sismo del suelo – servicio = BLC1+BLC3+BLC4+BLC7
C11 : sismo con agua – servicio = BLC1+BLC2+BLC5+BLC8
C12 : peso con carga de rueda – servicio = BLC1+BLC2+BLC5+BLC9

3.3 VERIFICACIÓN DE FISURACIÓN POR RETRACCIÓN Y TEMPERATURA

Para la armadura de repartición (retracción y temperatura) se recurre a lo indicado en norma británica BS8007, que exige una cuantía ρ mínima de $f_{ct}/f_y = 0.0031$ (en toda la cara), siendo f_{ct} la resistencia a tracción del hormigón al 3er día (13 kg/cm^2 aproximadamente para H-30) y f_y la fluencia del acero de refuerzo (4200 kg/cm^2). No obstante, deberá calcularse el ancho de fisura $w_{máx}$ de acuerdo a la siguiente expresión:

$$w_{máx} = s_{máx} \cdot R \cdot \alpha \cdot (T_1 + T_2)$$

donde :

$s_{máx}$ = separación máxima entre fisuras, en mm.

R = coeficiente de restricción 0.5 para estructuras totalmente restringidas.

α = coeficiente de dilatación térmica del hormigón (12 E-6/°C)

T_1 = Diferencia entre el valor máximo alcanzado por el calor de hidratación y la temperatura ambiente. Deberá tomarse como mínimo 18°.

T_2 = Variación de temperatura estacional de verano a invierno. Se deberá adoptar un valor no inferior a 24°.

Para espesor 30cm y doble malla 12a20 se tiene (corresponde a la armadura de repartición):

$$s_{máx} = f_{ct}/f_b \cdot \phi/2\rho = 13/24 \cdot 12/(2 \cdot 0.00377) = 862 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \quad w_{máx} = 0.22\text{mm menor a } 0.3\text{mm, cumple}$$

siendo :

f_{ct} = resistencia a la tracción del hormigón H-30 al 3er día.

f_b = tensión media de adherencia entre el hormigón y la barra de acero (para barras estriadas de acero este valor es 24 kg/cm^2 según BS8007).

ϕ = diámetro de la barra de refuerzo (12mm).

ρ = cuantía de acero de la sección completa.

Por lo tanto todas las secciones tendrán como armadura de repartición 12a20 en ambas caras, exterior e interior.

Para espesor 30cm y doble malla 18a20 se tiene (caso de armaduras en dirección de la solicitación):

$$smáx = fct/fb \cdot \phi/2\rho = 13/24 \cdot 18/(2 \cdot 0.00848) = 575 \text{ mm}$$

$$wmáx = 0.14\text{mm menor a } 0.3\text{mm, cumple}$$

3.4 CÁLCULOS DE ESFUERZOS Y RESULTADOS

Se muestran gráficamente los esfuerzos obtenidos del modelo Risa3D en las combinaciones más relevantes.

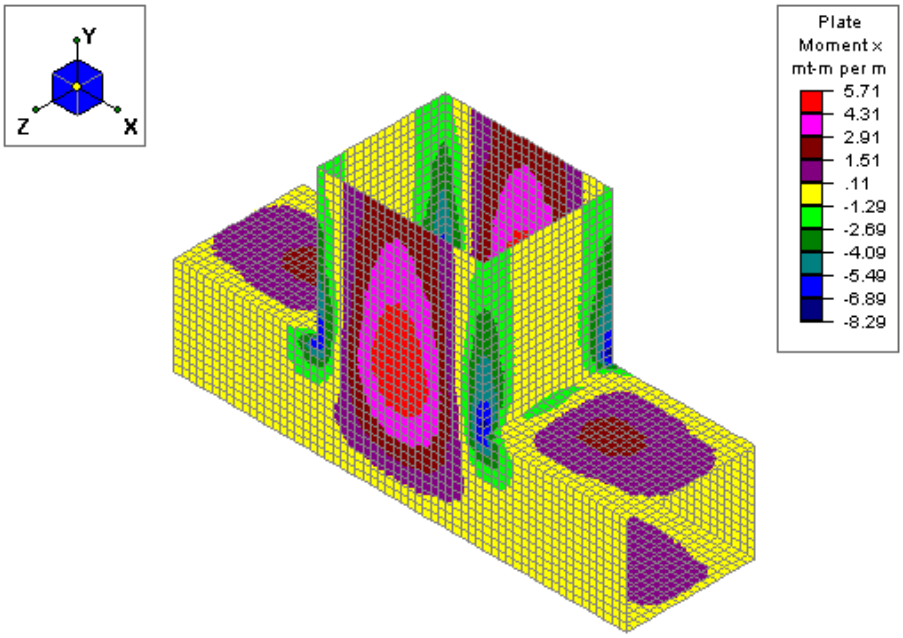


Figura 19 – Momento flector Mx para combinación C1

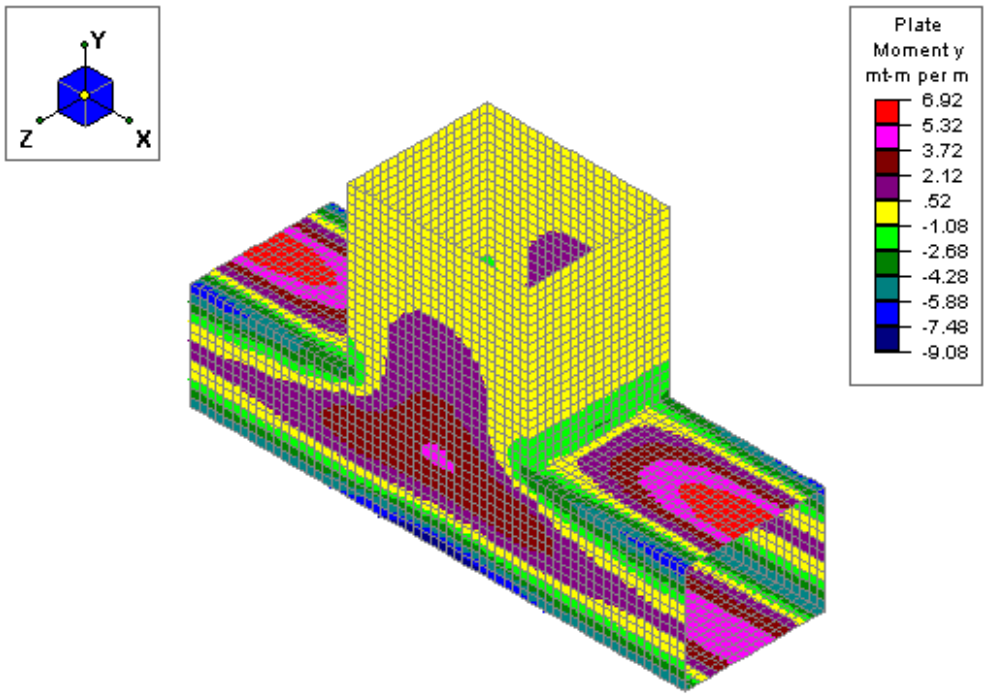


Figura 20 – Momento flector My para combinación C1

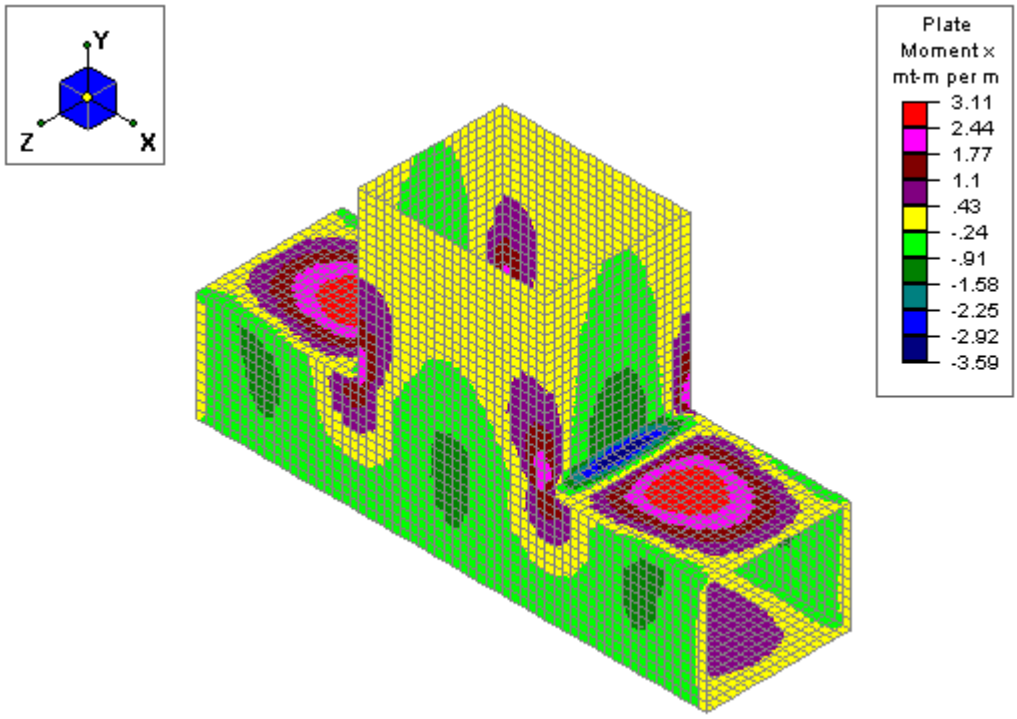


Figura 21 – Momento flector Mx para combinación C2

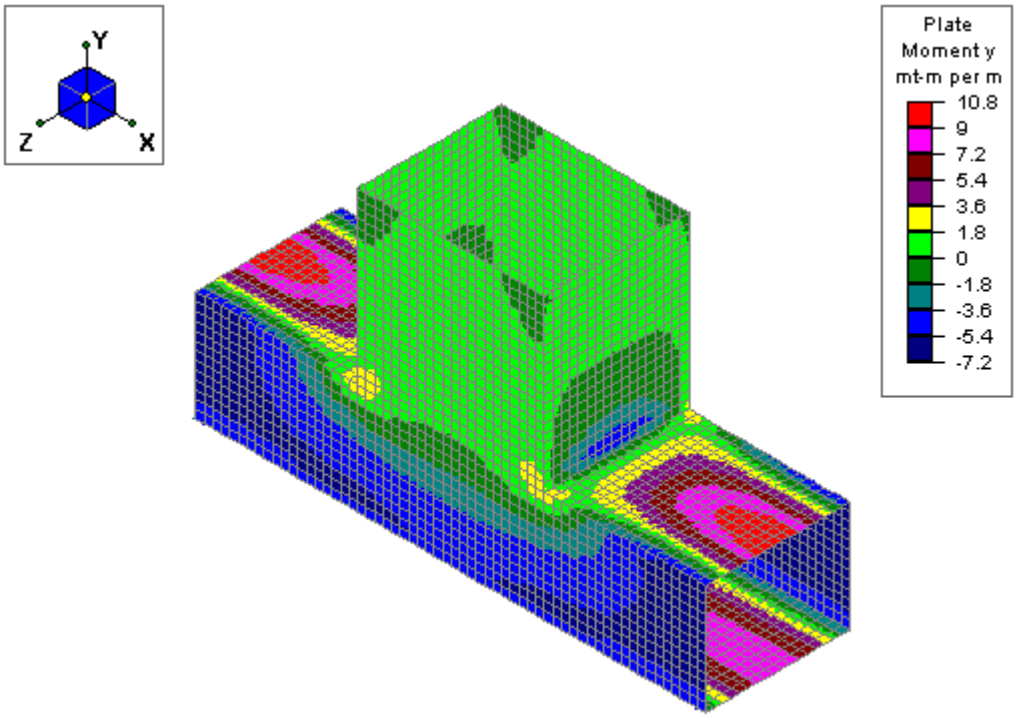


Figura 22 – Momento flector My para combinación C2

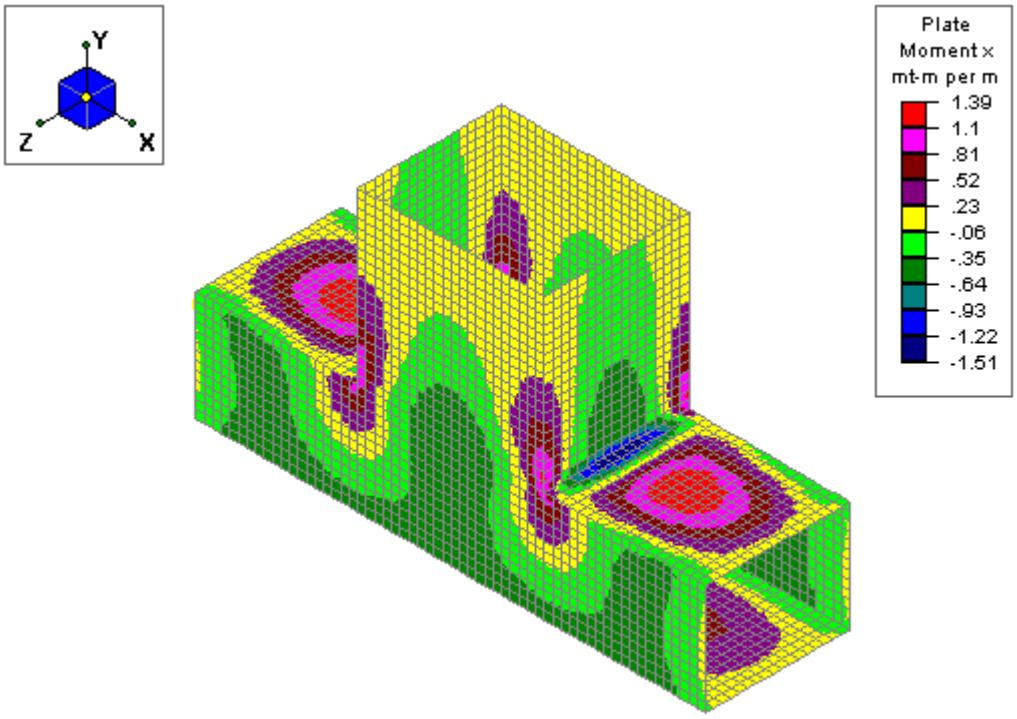


Figura 23 – Momento flector Mx para combinación C3

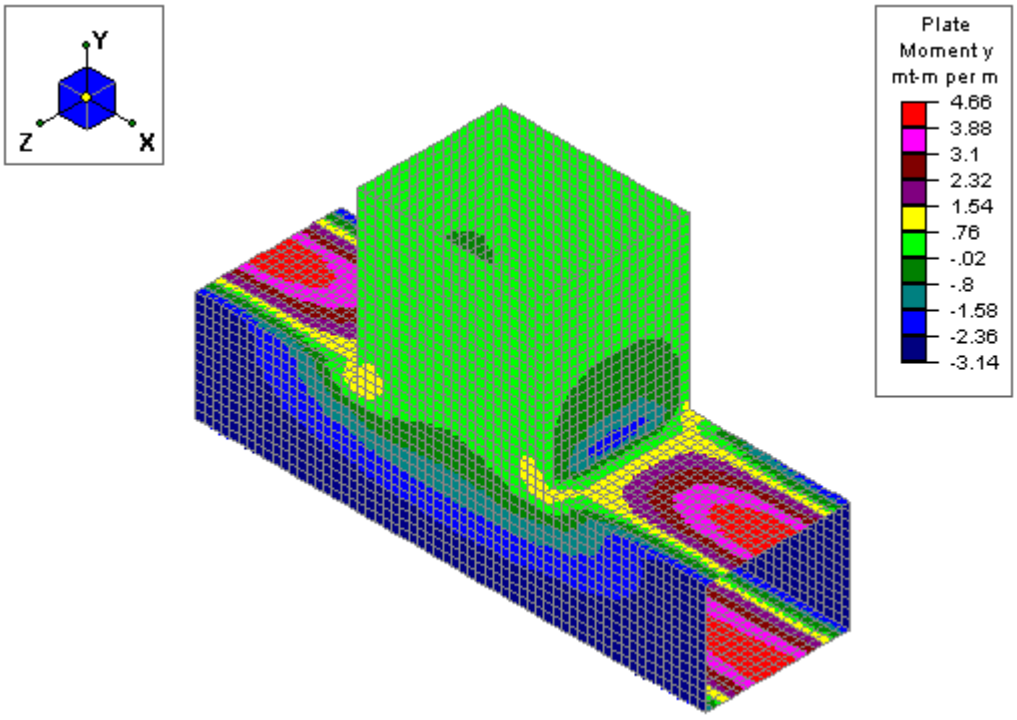


Figura 24 – Momento flector My para combinación C3

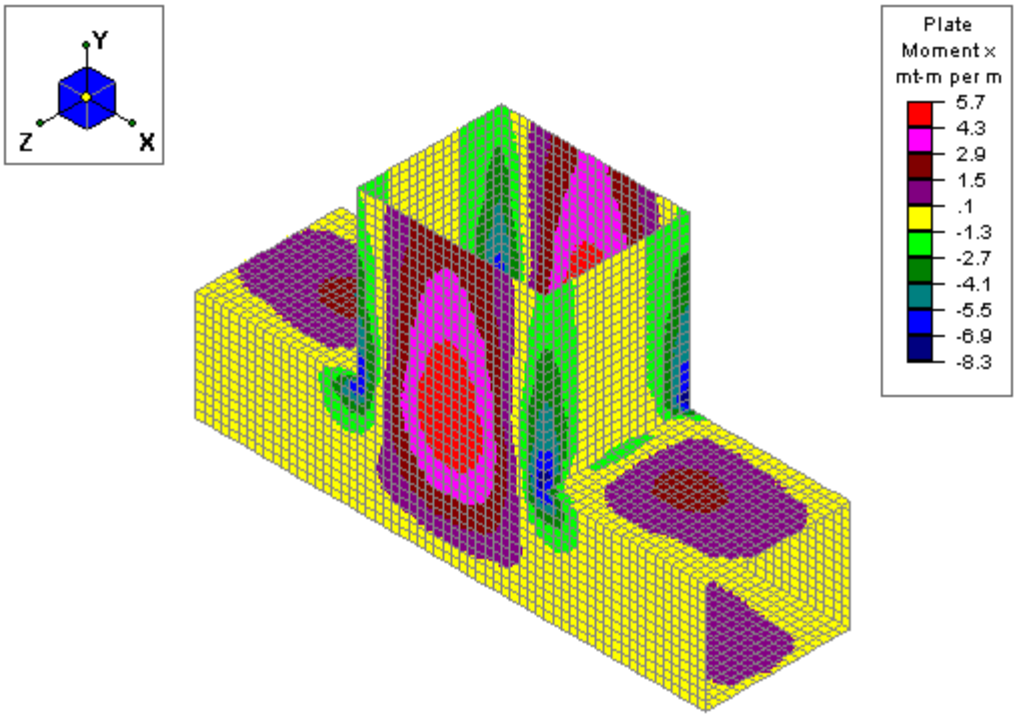


Figura 25 – Momento flector Mx para combinación C4

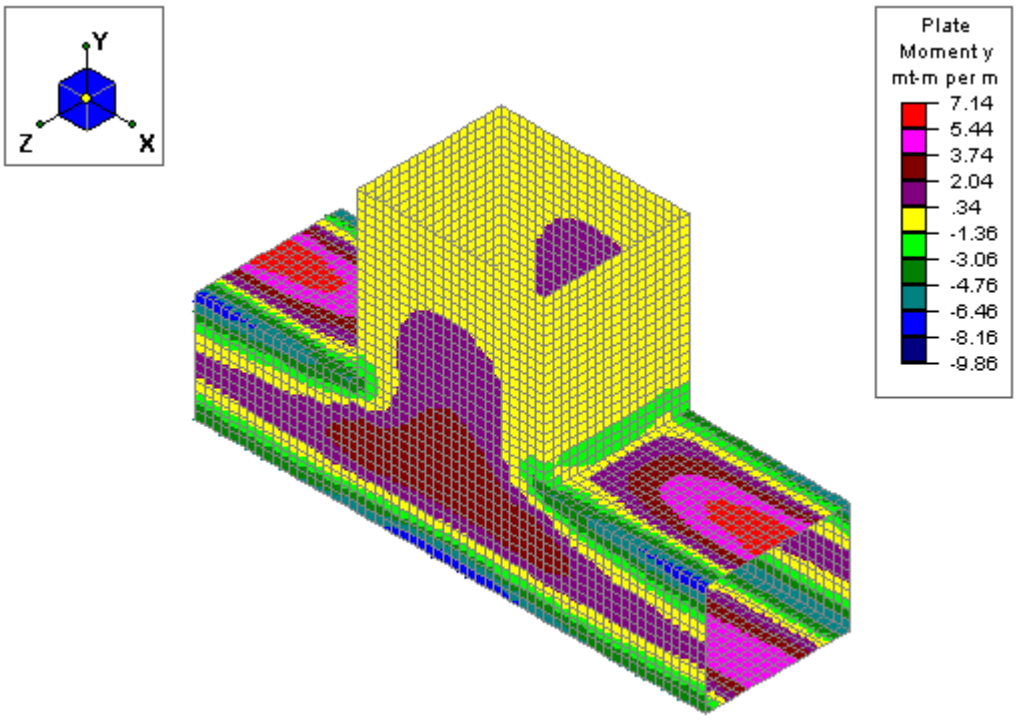


Figura 26 – Momento flector My para combinación C4

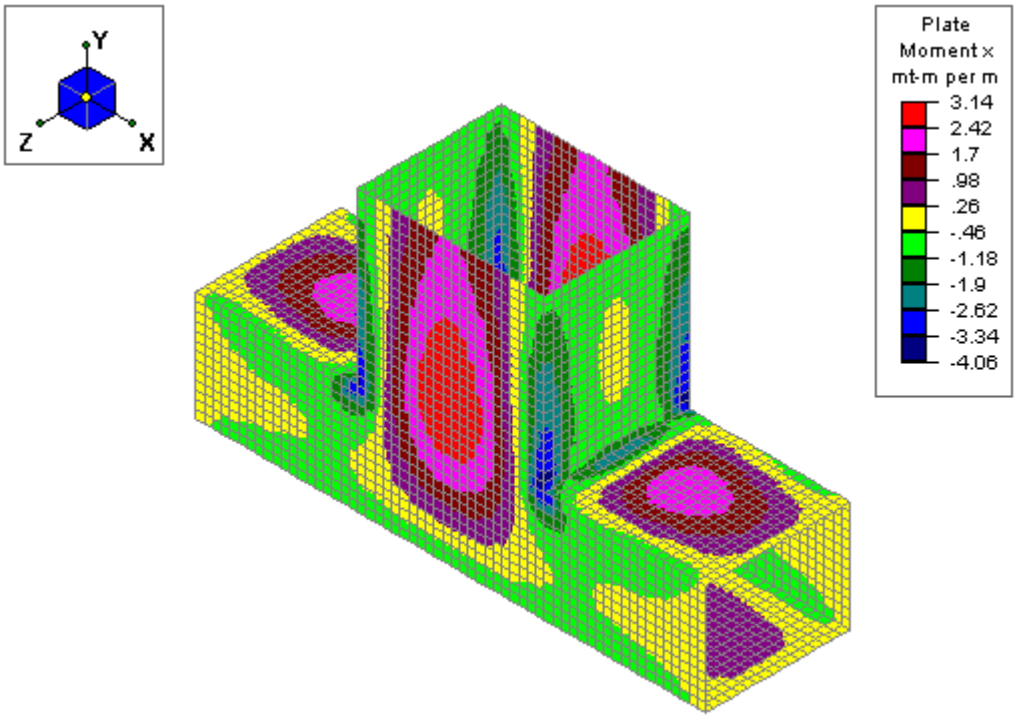


Figura 27 – Momento flector Mx para combinación C5

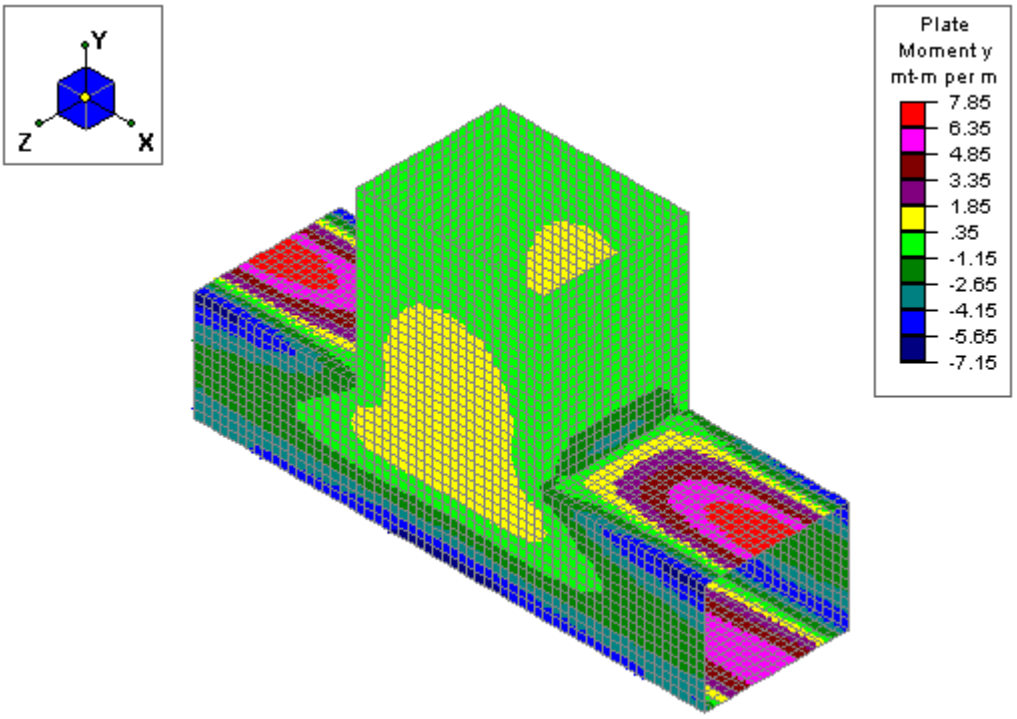


Figura 28 – Momento flector My para combinación C5

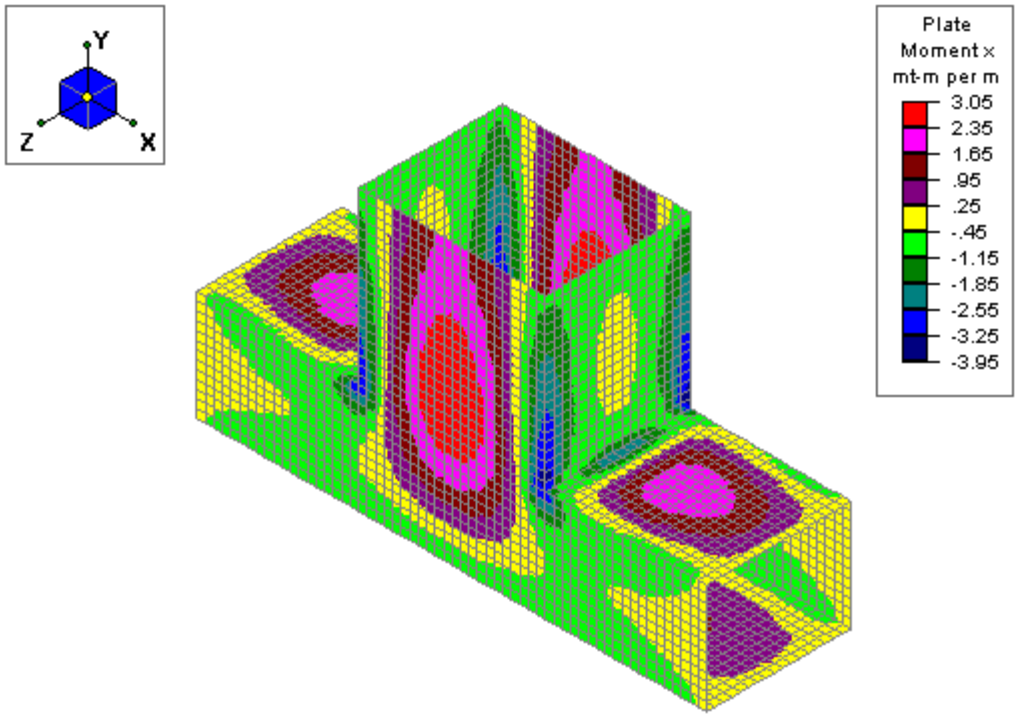


Figura 29 – Momento flector Mx para combinación C6

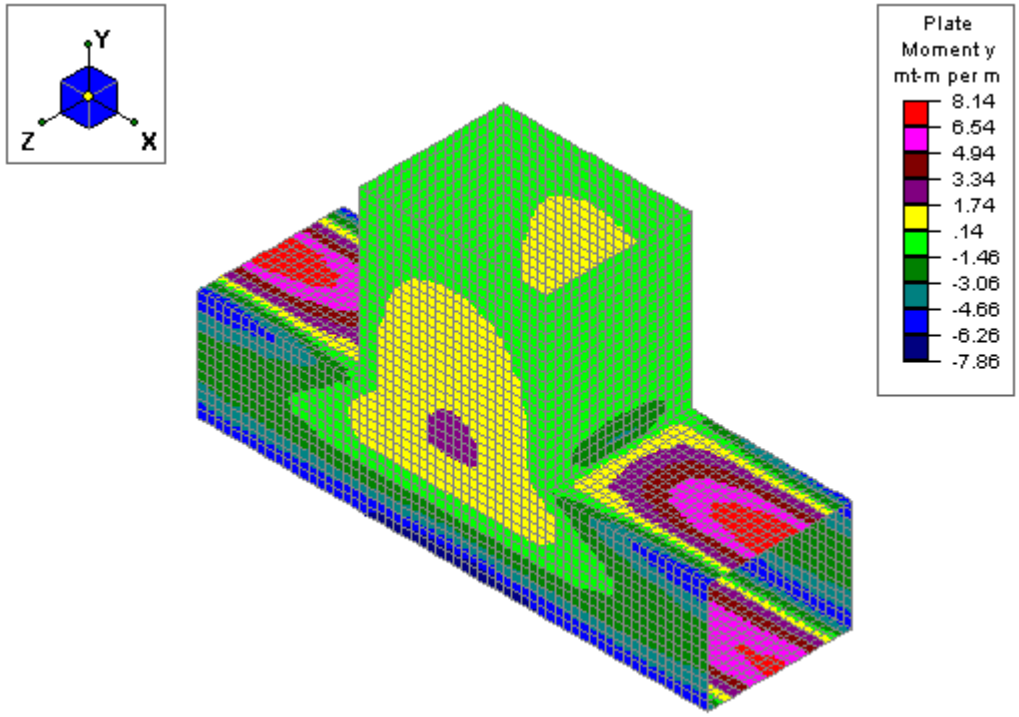


Figura 30 – Momento flector My para combinación C6

Para los esfuerzos que se indican en las tablas siguientes, se sigue la nomenclatura de elementos indicada a continuación.

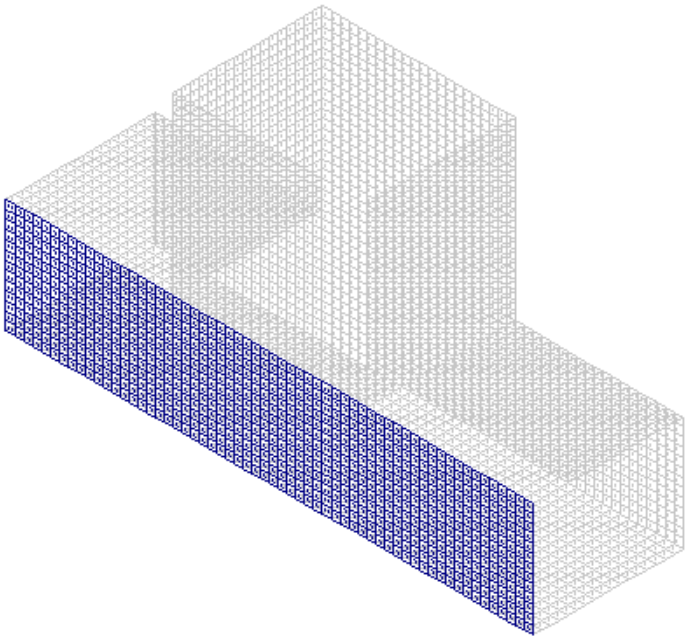


Figura 31 – Muro tipo "A" e=30cm

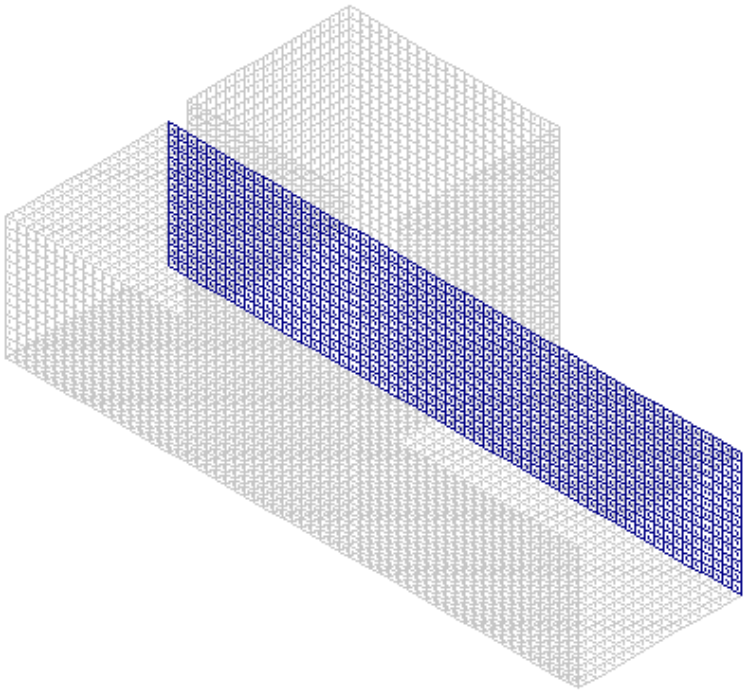


Figura 32 – Muro tipo "B" e=30cm

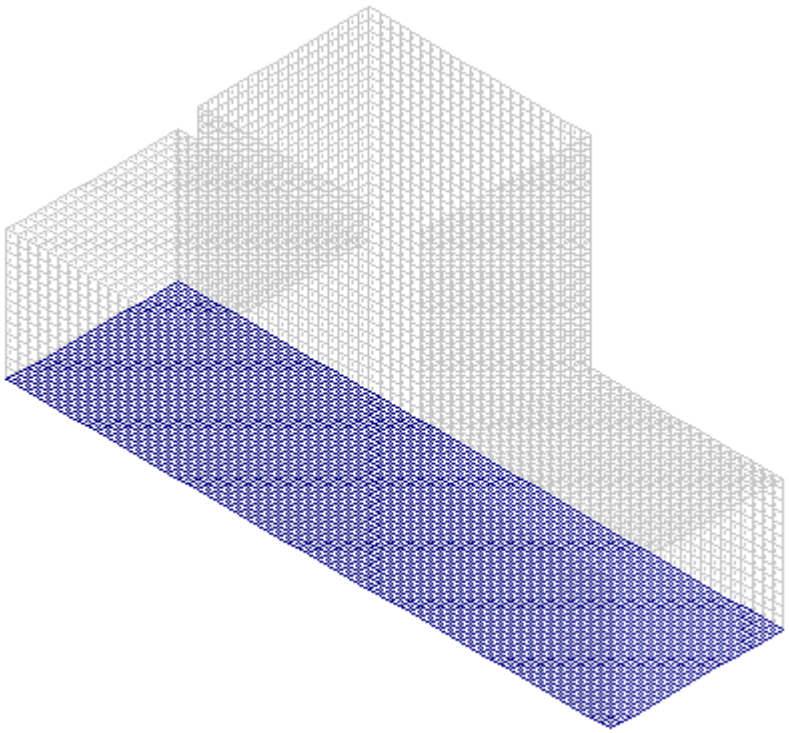


Figura 33 – Muro tipo “C” e=30cm

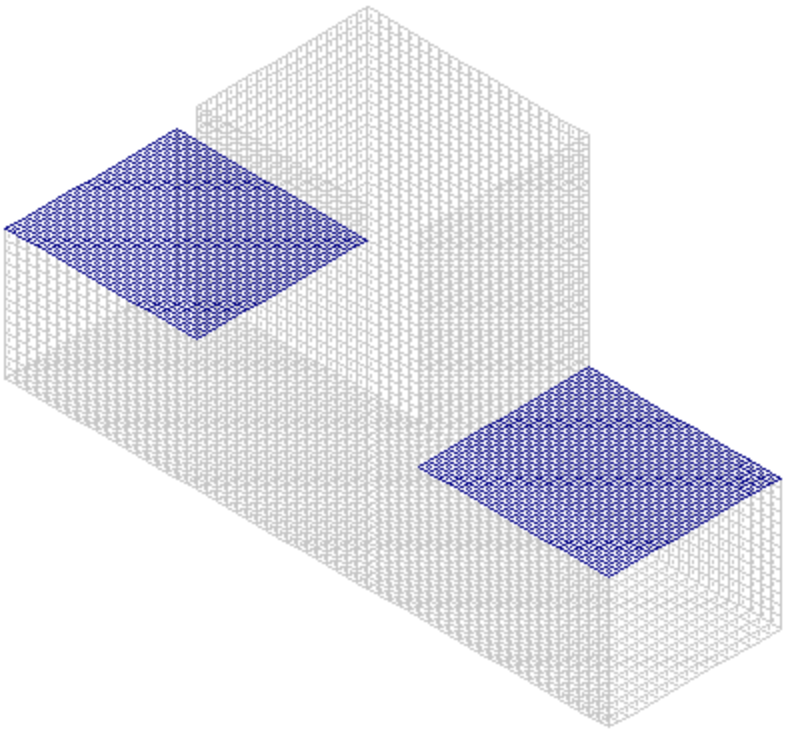


Figura 34 – Muro tipo “D” e=30cm

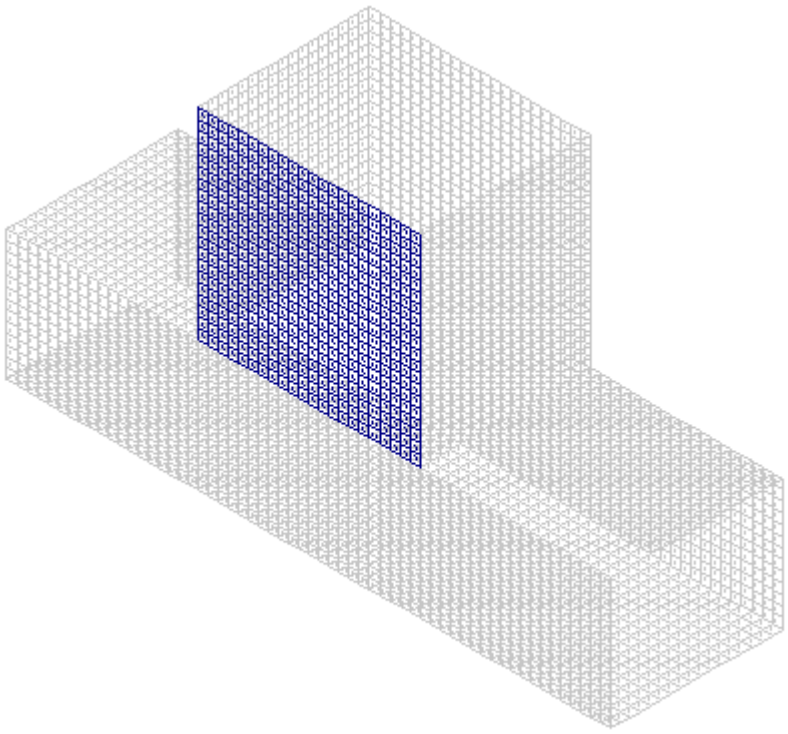


Figura 35 – Muro interior tipo "E" e=30cm

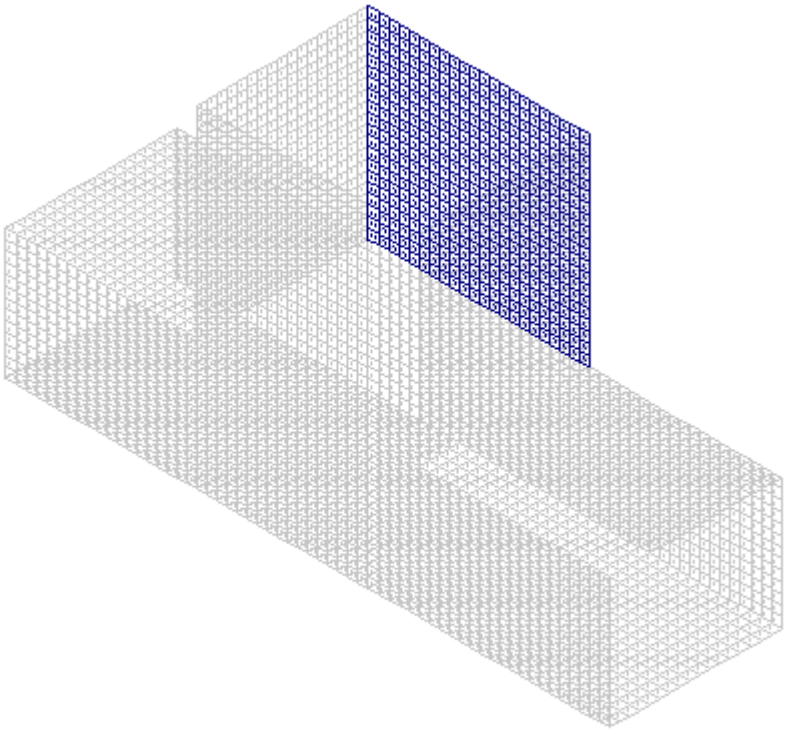


Figura 36 – Muro tipo "F" e=30cm

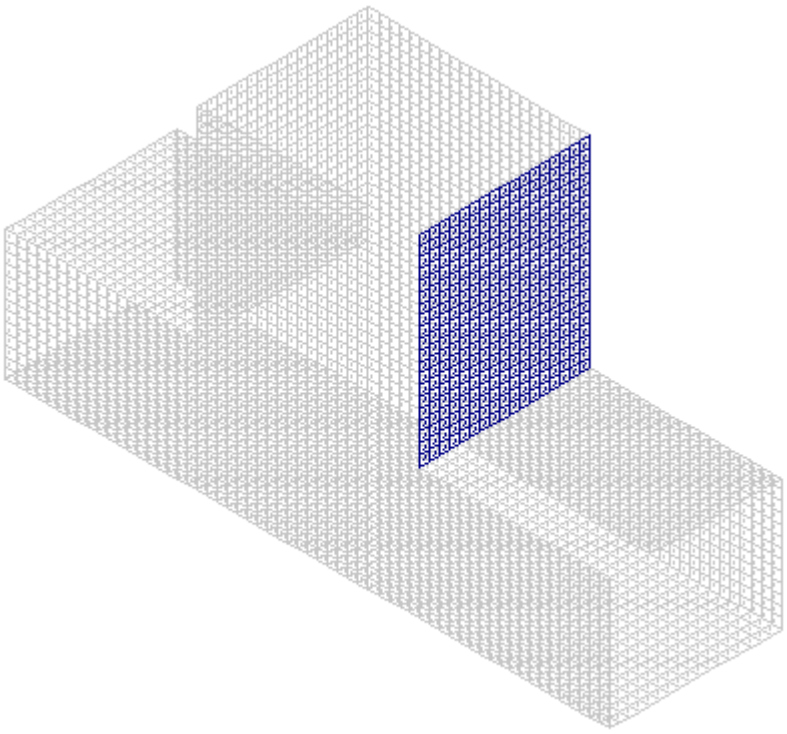


Figura 37 – Muro tipo “G” e=30cm

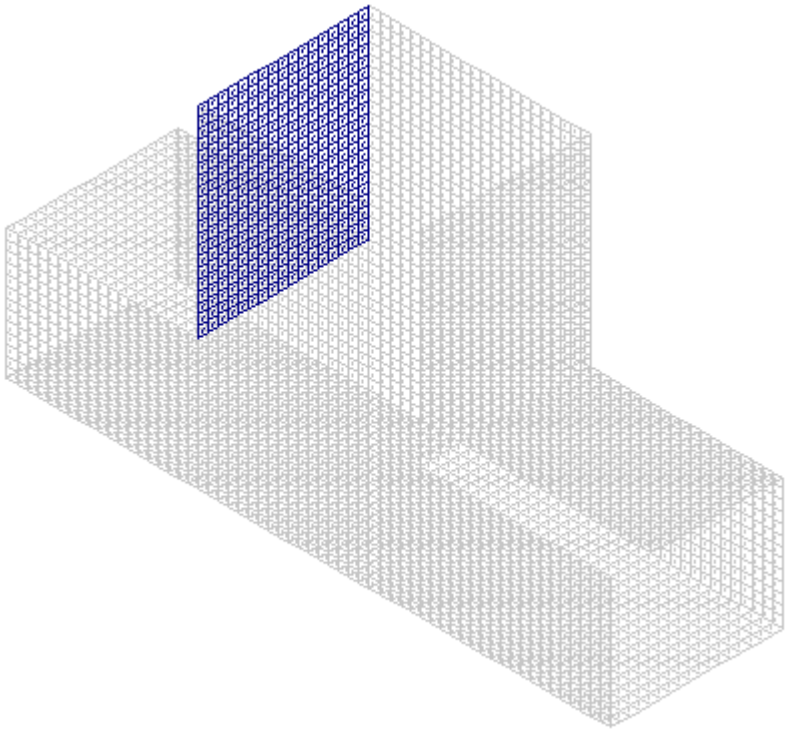


Figura 38 – Muro tipo “H” e=30cm

Las tablas 2-3-4-5 muestran los resultados para el modelo con Hmáx=3,2m, mientras que las tablas 7-8-9-10 muestran los resultados con H=2,0m. Se puede concluir que el grupo de cámara con altura de chimenea (ducto sobre el nivel superior de la losa) mayor a 2,0m requiere armadura 18a20 en todas sus caras (controla la fisuración por flexión). El grupo de cámaras con altura de chiemenea menos a 2,0m requiere armadura menor 16a20 en todas sus caras, donde también controla la fisuración por flexión para ancho fisura wmáx = 0,3mm.

Tabla 1 – Esfuerzos máximos Mu C1 a C6 (H=3,2m)

Elem	Mux_max ton*m	Comb	Muy_max ton*m	Comb
A	-6.34	4	-7.28	1
B	-5.84	4	-7.94	4
C	-1.28	4	-8.17	4
D	-3.99	2	8.75	2
E	-6.68	4	0.00	1
F	-6.50	4	3.60	2
G	-7.18	4	-4.79	2
H	-7.19	4	-4.79	2

Tabla 2 – Esfuerzos máximos M C7-C8-C9-C12 (H=3,2m)

Elem	Mx_max ton*m	Comb	My_max ton*m	Comb
A	-4.36	7	-5.84	7
B	-4.37	7	-5.81	7
C	-0.92	7	-5.84	7
D	-2.85	8	6.25	8
E	-4.70	7	2.58	8
F	-4.72	7	2.57	7
G	-5.07	7	-3.42	8
H	-5.07	7	-3.42	8

Tabla 3 – Armadura requerida por tipo de elemento (H=3,2m)

Elem	M ton*m	e cm	As_min cm2/m	As_req cm2/m	Dist	As_prop cm2/m
A	7.28	30	8.33	8.10	18a20	12.72
B	7.94	30	8.33	8.86	18a20	12.72
C	8.17	30	8.33	9.12	18a20	12.72
D	8.75	30	8.33	9.79	18a20	12.72
E	6.68	30	8.33	7.42	18a20	12.72
F	6.50	30	8.33	7.21	18a20	12.72
G	7.18	30	8.33	7.99	18a20	12.72
H	7.19	30	8.33	8.00	18a20	12.72

Tabla 4 – Fisuración "w" en condición de servicio (H=3,2m)

Elem	M ton*m	e cm	Dist	As cm2/m	fs kg/cm2	Z ton/cm	w mm
A	5.84	30	18a20	12.72	2112	23.59	0.31
B	5.81	30	18a20	12.72	2101	23.46	0.30
C	5.84	30	18a20	12.72	2112	23.59	0.31
D	6.25	30	18a20	12.72	2259	25.22	0.33
E	4.70	30	18a20	12.72	1701	18.99	0.25
F	4.72	30	18a20	12.72	1708	19.07	0.25
G	5.07	30	18a20	12.72	1832	20.46	0.27
H	5.07	30	18a20	12.72	1832	20.45	0.27

($w_{máx}$ = 0,3mm) = se acepta caso único en elemento "D" con w=0,33 por tratarse de una zona muy localizada.

3.5 PRESIONES EN EL SUELO DE FUNDACIÓN

Para el cálculo de las presiones en el suelo de fundación se obtuvieron las reacciones en la base para las combinaciones de servicio C7 a C12.

Por medio de una planilla Excel que calcula el área tributaria de cada nodo, se logra convertir la fuerza de reacción vertical en presión, obteniéndose el valor máximo y verificando su relación con la presión admisible del suelo de fundación. De este modo la máxima presión es de 1,06 kg/cm^2 para la combinación estática C17 y 1,38 kg/cm^2 para la combinación sísmica C20 (sismo en Z).

Tabla 5 – Máximas presiones estática y sísmica en suelo de fundación

Max_est (ton)	0.57	presion (kg/cm2)	1.41	9
Max_sis (ton)	0.54	presion (kg/cm2)	1.34	8

Se cumple con las tensiones máximas recomendadas por informe de suelos. En las Figuras 38 y 39 se puede ver que la distribución longitudinal incrementa la presión hacia los extremos (fuera del acceso), al haber mayor peso del suelo de cobertura, mientras que en sentido transversal, naturalmente las mayores presiones se producen al pie de los muros.

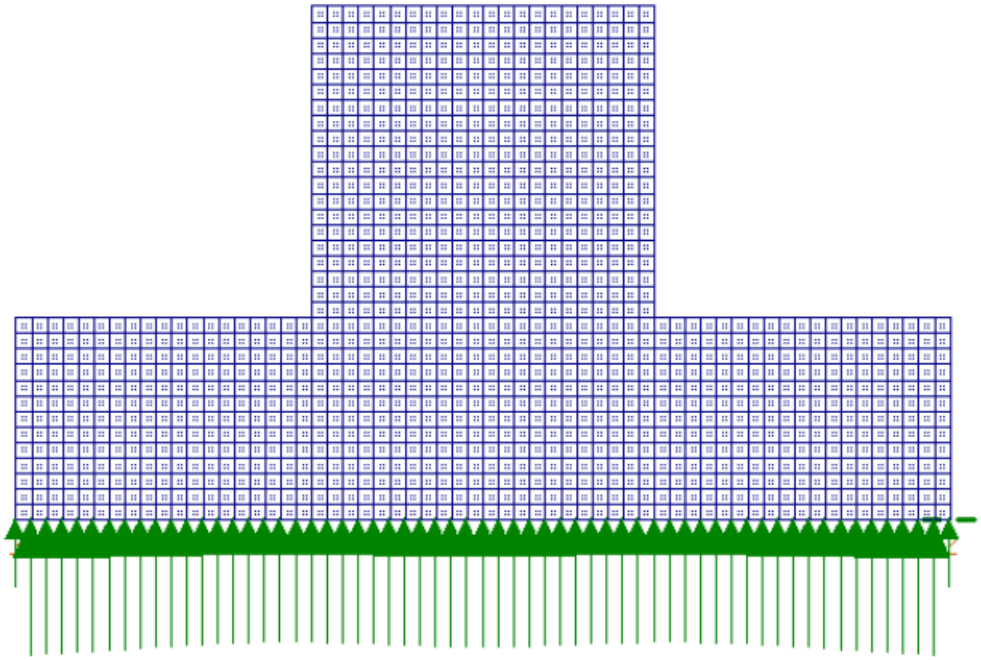


Figura 39 – Distribución longitudinal de presiones en el suelo

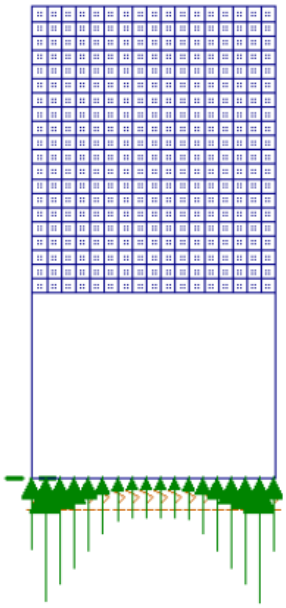


Figura 40 – Distribución transversal de presiones en el suelo

3.6 ESFUERZOS RESULTANTES PARA CÁMARAS H = 2,0M

Tabla 6 – Esfuerzos máximos Mu C1 a C6 (H=2,0m)

Elem	Mux_max ton*m	Comb	Muy_max ton*m	Comb
A	-4.43	4	-5.06	1
B	-4.08	4	-5.64	4
C	-0.93	1	-5.90	4
D	-2.51	1	5.94	2
E	-4.50	4	0.00	1
F	-4.46	4	2.70	2
G	-4.87	4	-3.04	2
H	-4.87	4	-3.04	2

Tabla 7 – Esfuerzos máximos M C7-C8-C9-C12 (H=2,0m)

Elem	Mx_max ton*m	Comb	My_max ton*m	Comb
A	-2.91	7	-4.07	7
B	-2.92	7	-4.05	7
C	-0.65	7	-4.11	7
D	-1.79	8	4.25	8
E	-3.05	7	1.94	7
F	-3.06	7	1.93	7
G	-3.28	7	-2.17	8
H	-3.28	7	-2.17	8

Tabla 8 – Armadura requerida por tipo de elemento (H=2,0m)

Elem	M ton*m	e cm	As_min cm2/m	As_req cm2/m	Dist	As_prop cm2/m
A	5.06	30	8.33	5.59	16a20	10.05
B	5.64	30	8.33	6.24	16a20	10.05
C	5.90	30	8.33	6.54	16a20	10.05
D	5.94	30	8.33	6.58	16a20	10.05
E	4.50	30	8.33	4.96	16a20	10.05
F	4.46	30	8.33	4.91	16a20	10.05
G	4.87	30	8.33	5.37	16a20	10.05
H	4.87	30	8.33	5.37	16a20	10.05

Tabla 9 – Fisuración "w" en condición de servicio (H=2,0m)

Elem	M ton*m	e cm	Dist	As cm2/m	fs kg/cm2	Z ton/cm	w mm
A	4.07	30	16a20	10.05	1864	20.58	0.27
B	4.05	30	16a20	10.05	1854	20.46	0.27
C	4.11	30	16a20	10.05	1880	20.75	0.27
D	4.25	30	16a20	10.05	1942	21.44	0.28
E	3.05	30	16a20	10.05	1393	15.38	0.20
F	3.06	30	16a20	10.05	1399	15.45	0.20
G	3.28	30	16a20	10.05	1501	16.57	0.22
H	3.28	30	16a20	10.05	1501	16.57	0.22

4 SECCIÓN TÍPICA DEL CANAL H=3,2M

4.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

Se utiliza un modelo tridimensional de placas de ancho 1,0m y se aplican las mismas cargas utilzadas en el modelo de la cámara de inspección, tanto para H=3,2m como para H=2,0m, siendo H la cobertura de suelo sobre la losa. La figura 41 indica la nomenclatura de los elementos de diseño para exponer los resultados de máximas fuerzas de diseño en tablas 11 a 14. Para el caso de sección H=2,0m corresponde la misma nomenclatura.

A = muro izquierdo
B = muro derecho
C = radier o losa inferior
D = losa superior

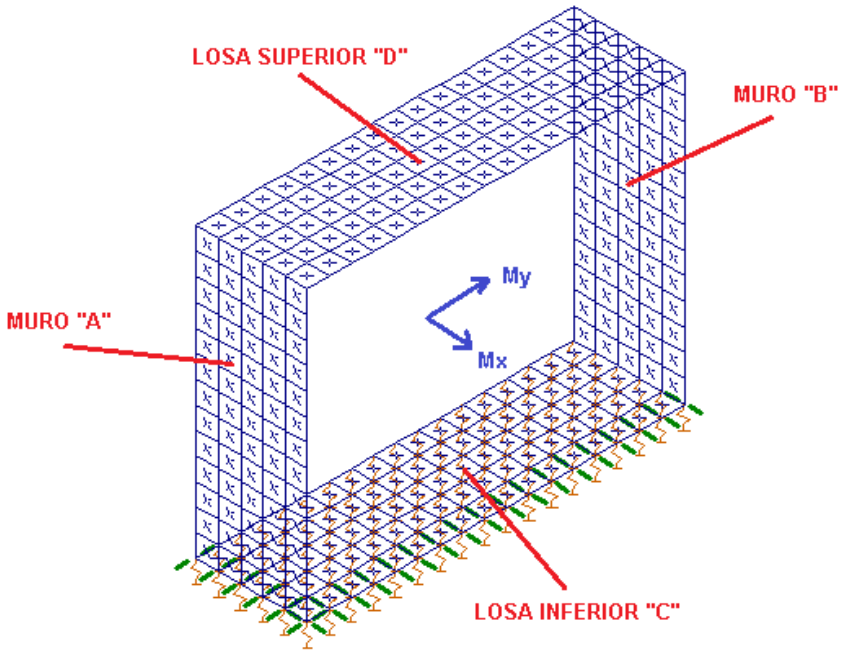


Figura 41 – Nomenclatura de los elementos de la sección cajón

4.2 CARGAS ACTUANTES

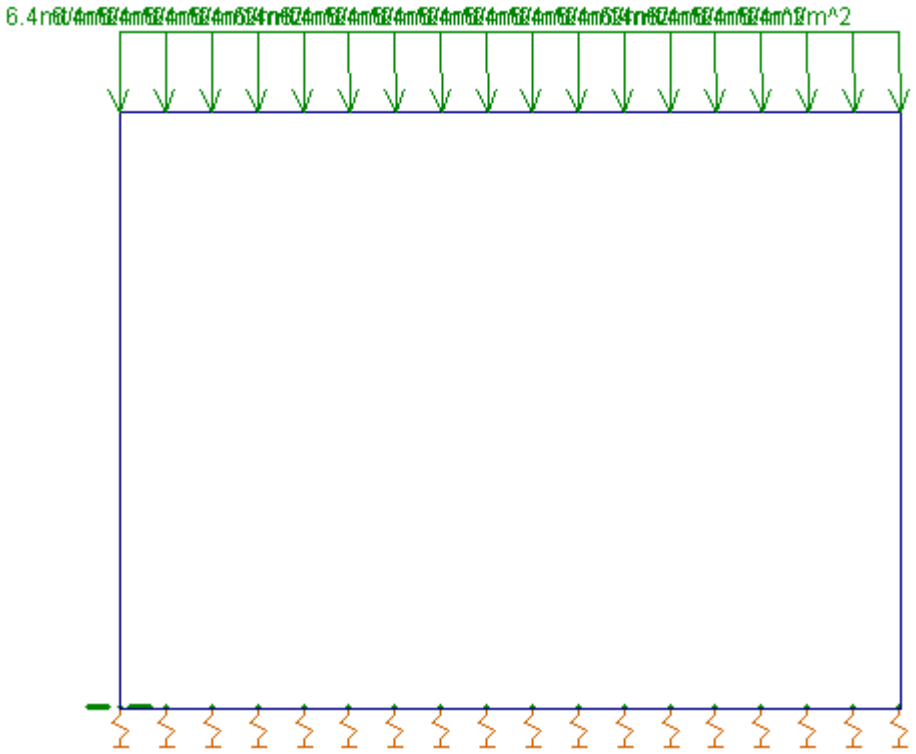


Figura 42 – Carga de peso propio (incluye cobertura de suelo)

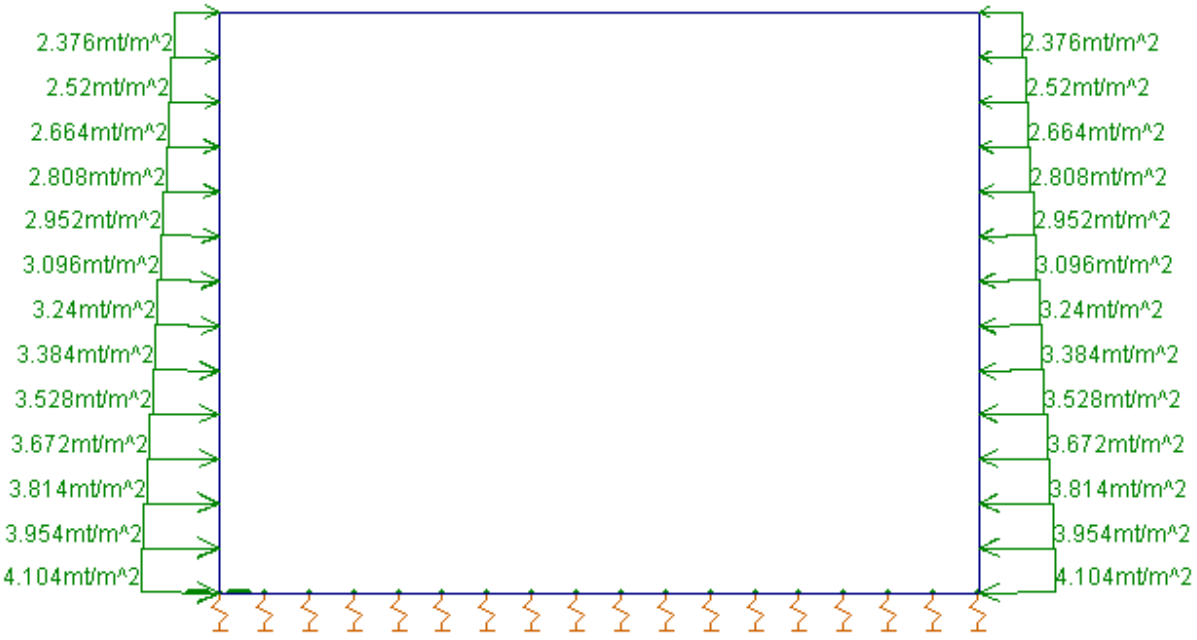


Figura 43 – Empuje de suelo estático húmedo

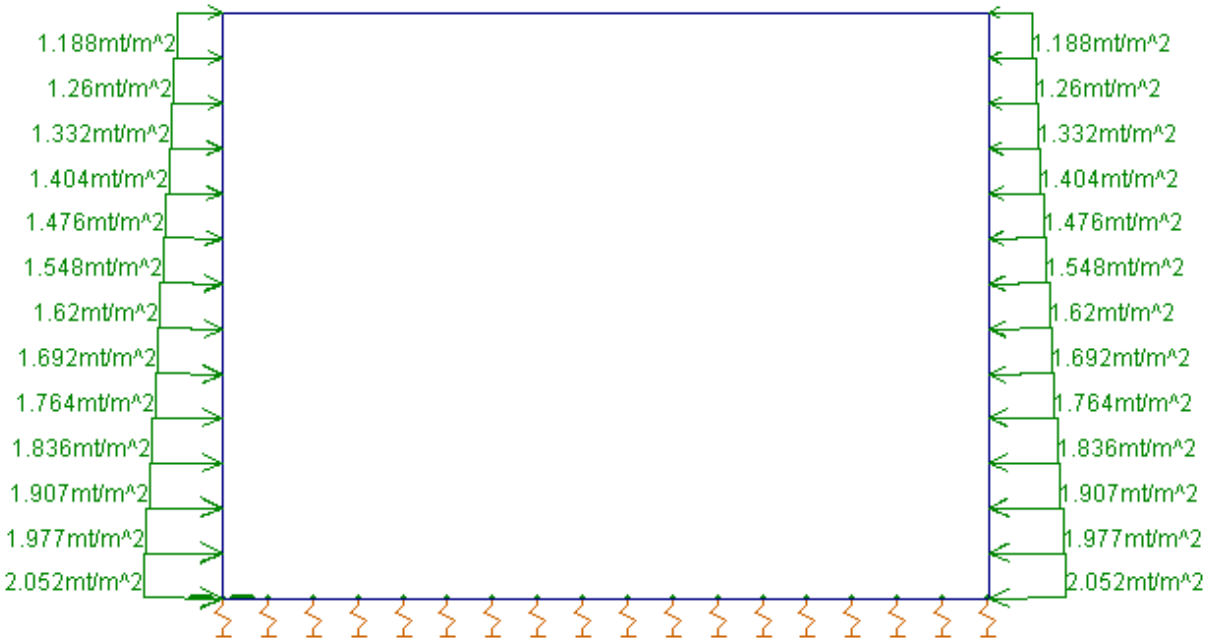


Figura 44 – Empuje de suelo estático sumergido

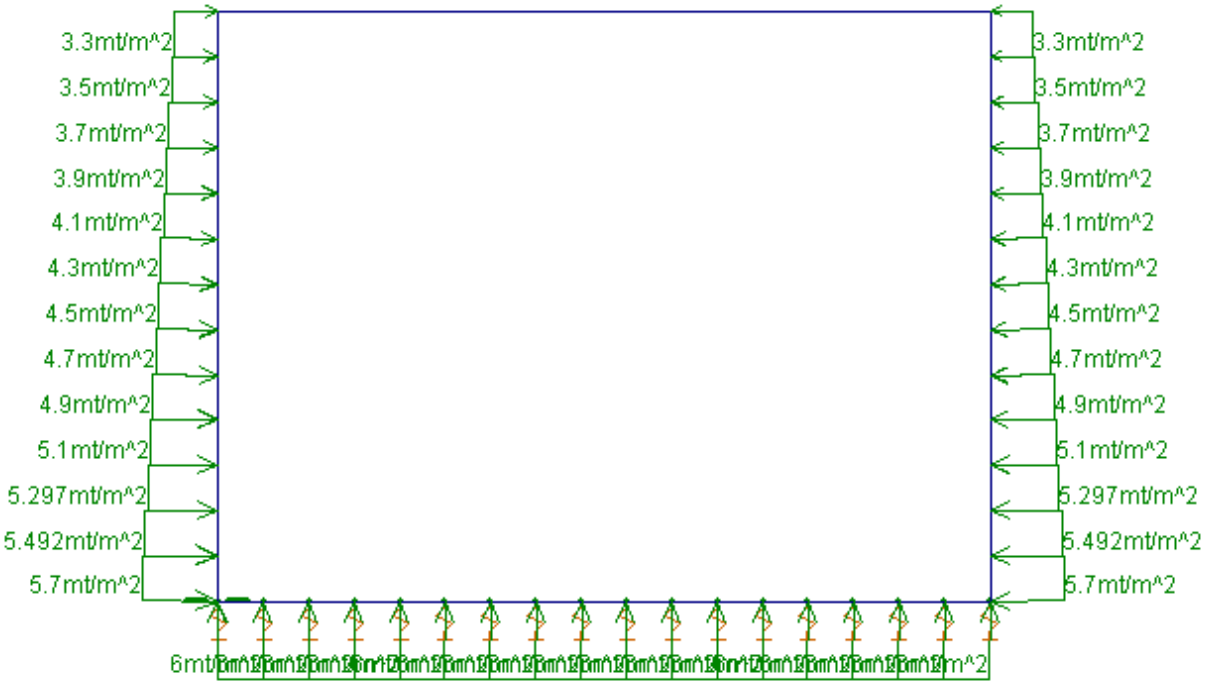


Figura 45 – Agua contenida en el suelo (napa)

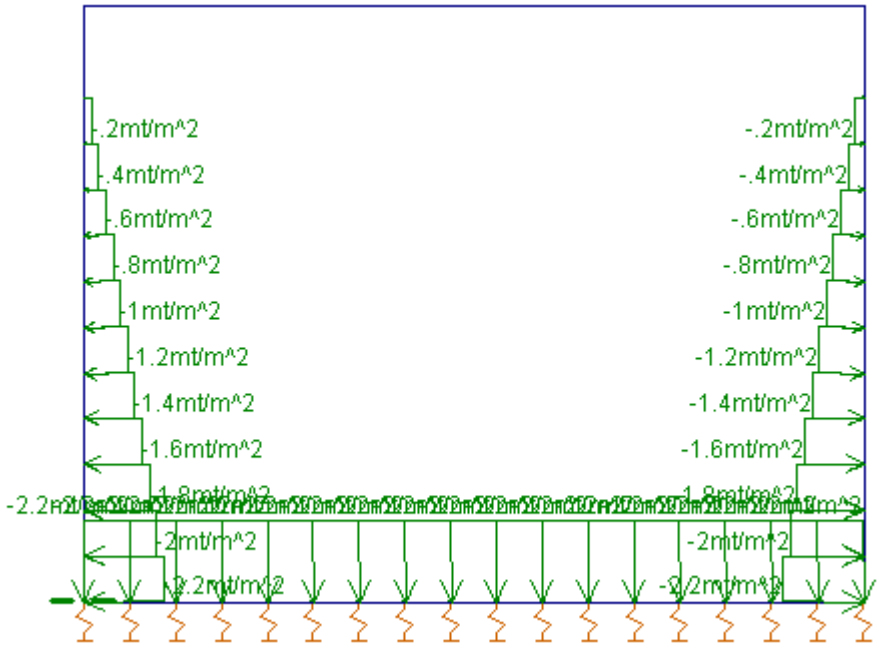


Figura 46 – Agua interior en condición de operación normal

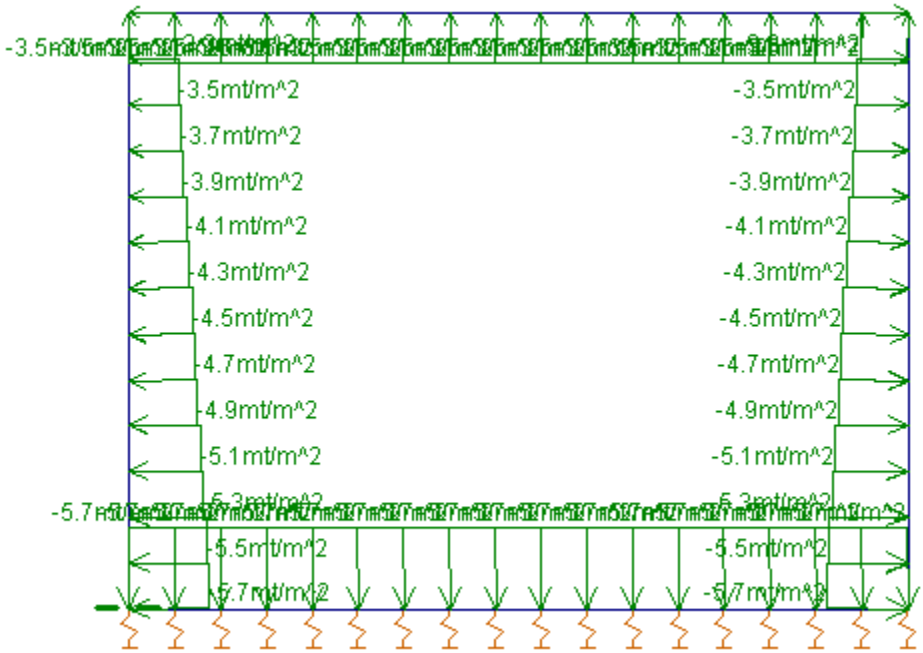


Figura 47 – Agua interior en presión

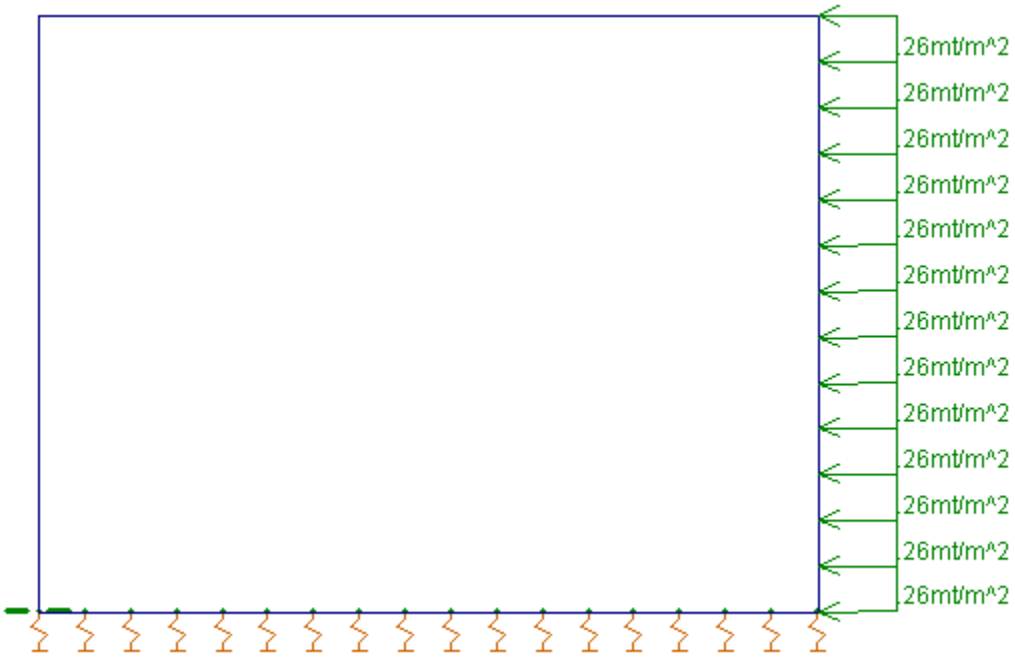


Figura 48 – Sismo del suelo

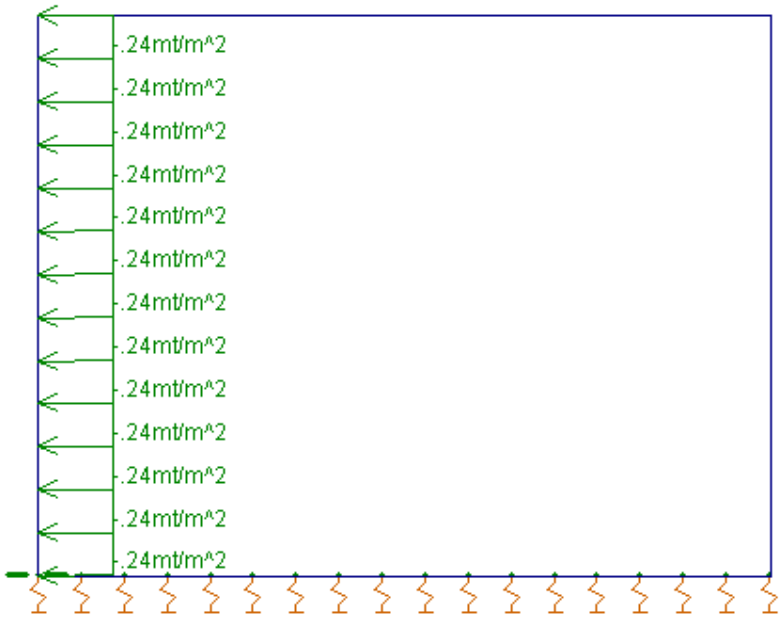


Figura 49 – Sismo del agua interior

4.3 ESFUERZOS RESULTANTES

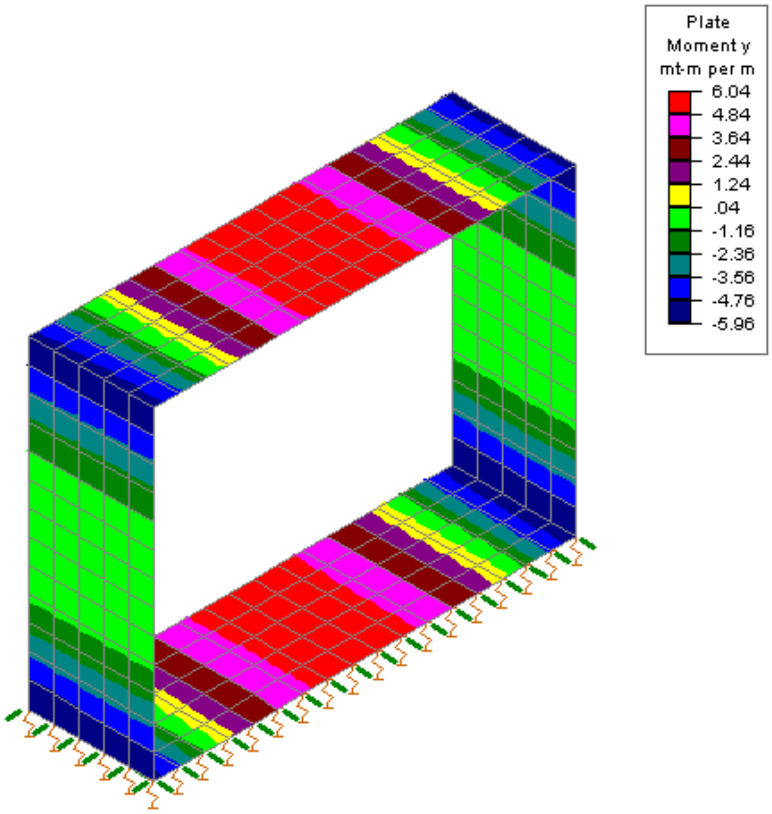


Figura 50 – Distribución de momento flector en dirección transversal (My) para condición crítica de cargas exteriores (se muestra solo este diagrama a modo de ejemplo)

Al igual que para el modelo de la cámara de limpieza, se realiza un modelo en Risa3D para la sección tipica con largo unitario y cobertura de relleno 3,2m, obteniéndose los siguientes resultados:

Tabla 10 – Esfuerzos máximos Mu/Qu C1 a C5 (H=3,2m)

Elem	Mux_max ton*m	Comb	Muy_max ton*m	Comb	Qux_máx ton	Comb	Quy_max ton	Comb	ϕVc ton
A	-0.72	1	-6.27	2	-3.28	2	-11.69	1	15.71
B	-0.69	4	-6.27	2	2.54	2	-12.21	4	15.71
C	-0.77	4	8.66	2	2.14	4	-18.39	2	15.71
D	-0.71	4	9.20	2	-1.79	4	16.14	2	15.71

Tabla 11 – Esfuerzos máximos M/Q C1 a C5 (H=3,2m)

Elem	Mx_max ton*m	Comb	My_max ton*m	Comb	Qx_máx ton	Comb	Qy_max ton	Comb
A	-0.59	7	-4.80	7	-2.45	7	-9.06	7
B	-0.52	7	-4.79	7	-1.93	7	-8.87	7
C	-0.61	7	6.19	8	1.58	7	-13.14	8
D	-0.56	7	6.57	8	-1.33	7	-11.73	7

Tabla 12 – Armadura requerida por tipo de elemento (H=3,2m)

Elem	M ton*m	e cm	As_min cm2/m	As_req cm2/m	Dist	As_prop cm2/m
A	6.27	30	8.33	6.95	18a20	12.72
B	6.27	30	8.33	6.95	18a20	12.72
C	8.66	30	8.33	9.68	18a20	12.72
D	9.20	30	8.33	10.30	18a20	12.72

Tabla 13 – Fisuración "w" en condición de servicio (H=3,2m)

Elem	M ton*m	e cm	Dist	As cm2/m	fs kg/cm2	Z ton/cm	w mm
A	4.80	30	18a20	12.72	1736	19.39	0.25
B	4.79	30	18a20	12.72	1733	19.35	0.25
C	6.19	30	18a20	12.72	2236	24.97	0.32
D	6.57	30	18a20	12.72	2376	26.53	0.34

Dado que el esfuerzo indicado para el elemento D es muy localizado, se acepta sobrepasar levamente w=0,3mm.

Se concluye de forma general para el diseño de las armaduras de la sección cajón y cámaras de inspección que dichas armaduras quedan controladas por el cumplimiento del control de fisuración con wmáx=0,3mm, por ello en términos de esfuerzos pueden parecer en algunos casos que es posible disminuir las cuantías, pero como se menciona, debe cumplirse con el ancho de fisuración en condición de servicio.

5 SECCIÓN TÍPICA DEL CANAL H=2,0M

Se considera la misma nomenclatura de elementos para el cálculo de sección H=3,2m.

Tabla 14 – Esfuerzos máximos Mu/Qu C1 a C5 (H=2,0m)

Elem	Mux_max ton*m	Comb	Muy_max ton*m	Comb	Qux_máx ton	Comb	Quy_max ton	Comb	ϕVc ton
A	-0.53	1	-4.59	2	-2.33	2	-8.85	1	15.71
B	-0.51	4	-4.59	2	1.80	2	-9.43	4	15.71
C	-0.56	4	6.17	2	1.61	4	-13.02	2	15.71
D	-0.48	4	6.24	2	-1.26	4	10.73	2	15.71

Tabla 15 – Esfuerzos máximos M/Q C1 a C5 (H=2,0m)

Elem	Mx_max ton*m	Comb	My_max ton*m	Comb	Qx_máx ton	Comb	Qy_max ton	Comb
A	-0.42	7	-3.44	7	-1.73	7	-6.86	7
B	-0.38	7	-3.43	7	-1.37	7	-6.73	7
C	-0.44	7	4.40	8	1.15	7	-9.30	8
D	-0.37	7	4.46	8	-0.91	7	-7.77	7

Tabla 16 – Armadura requerida por tipo de elemento (H=2,0m)

Elem	M ton*m	e cm	As_min cm2/m	As_req cm2/m	Dist	As_prop cm2/m
A	4.59	30	8.33	5.06	16a20	10.05
B	4.59	30	8.33	5.06	16a20	10.05
C	6.17	30	8.33	6.84	16a20	10.05
D	6.24	30	8.33	6.92	16a20	10.05

Tabla 17 – Fisuración "w" en condición de servicio (H=2,0m)

Elem	M ton*m	e cm	Dist	As cm2/m	fs kg/cm2	Z ton/cm	w mm
A	3.44	30	16a20	10.05	1574	17.37	0.23
B	3.43	30	16a20	10.05	1571	17.34	0.23
C	4.40	30	16a20	10.05	2015	22.24	0.29
D	4.46	30	16a20	10.05	2039	22.51	0.29

6 CÁLCULO DE LOSETA

6.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

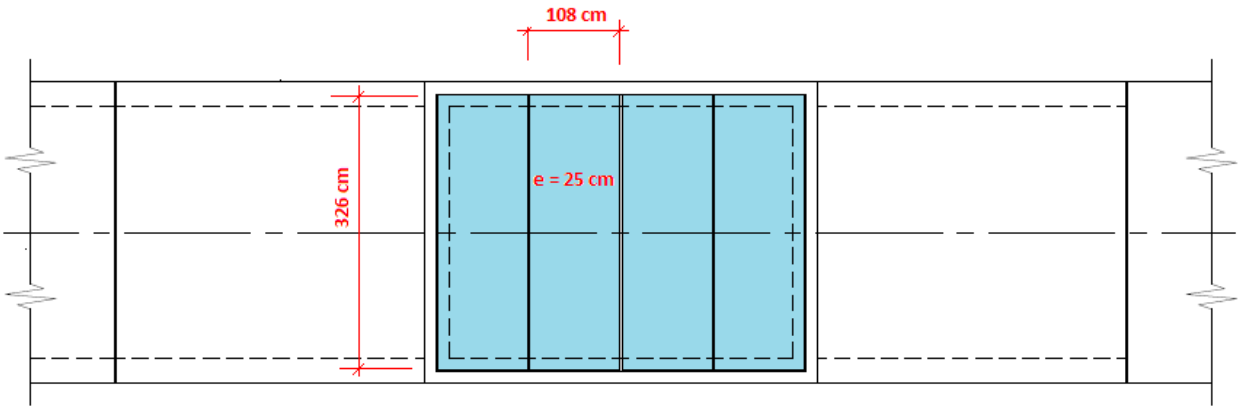


Figura 51 – Dimensiones losetas superiores sobre cámaras de inspección

6.2 CARGAS ACTUANTES Y ESFUERZOS RESULTANTES

El comportamiento de las losetas sometidas a carga directa de tránsito se puede modelar como viga simplemente apoyada con carga puntual de la rueda del camión tipo AASHTO HS20-44 y carga uniformemente distribuida correspondiente a su peso propio. Se considera una carga de rueda de 7,26 ton y un factor de impacto 1,3.

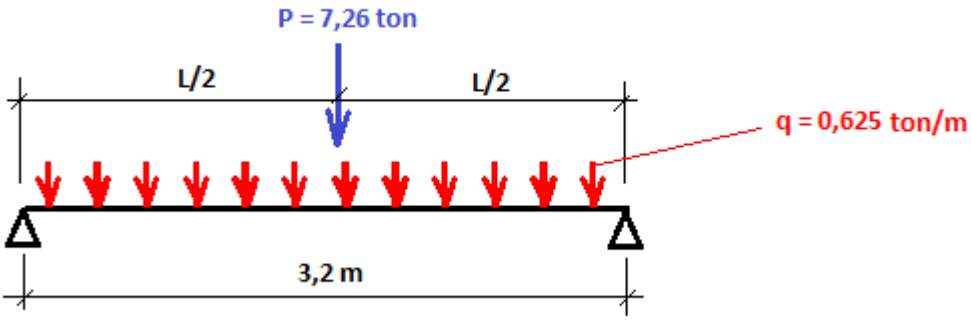


Figura 52 – Modelo de cálculo de la loseta

Mu = 1,2·1/8·0,625·3,2^2 + 1,6·7,26·1,3·3,2/4 = 13 ton·m

As_req = 19cm^2/m => fe malla inferior 16a10 y superior 16a20

Vu = 8,75 ton

ϕVc = 0,75·0,53·$\sqrt{}$250·100·20 = 12,57 ton > Vu => OK cumple el corte

Para la verificación de caso con eje completo sobre la loseta (mayor efecto de corte que de flexión).

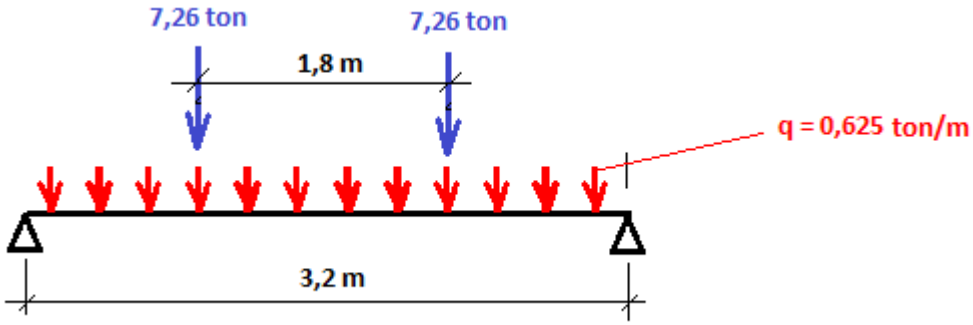


Figura 53 – Modelo de cálculo

Mu = 1,2·1/8·0,625·3,2^2 + 1,6·7,26·1,3·0,7 = 11,5 ton·m (es menor al caso anterior)

Vu = 16,3 ton > ϕVc = 12,57 ton, necesita armadura al corte

Vs = Vu-ϕVc = 3,73 ton

Av = Vs·s/fy·d = 3730 · 20 / (4200 · 20) = 0,88 cm^2/m cumple con estribo 12a20

7 CÁLCULO DE CHIMENEAS DE INSPECCIÓN

Se modelan 2 casos, uno con la altura máxima libre de 3,33m y otro con una altura media de 2,0m.

7.1 CARGAS ACTUANTES

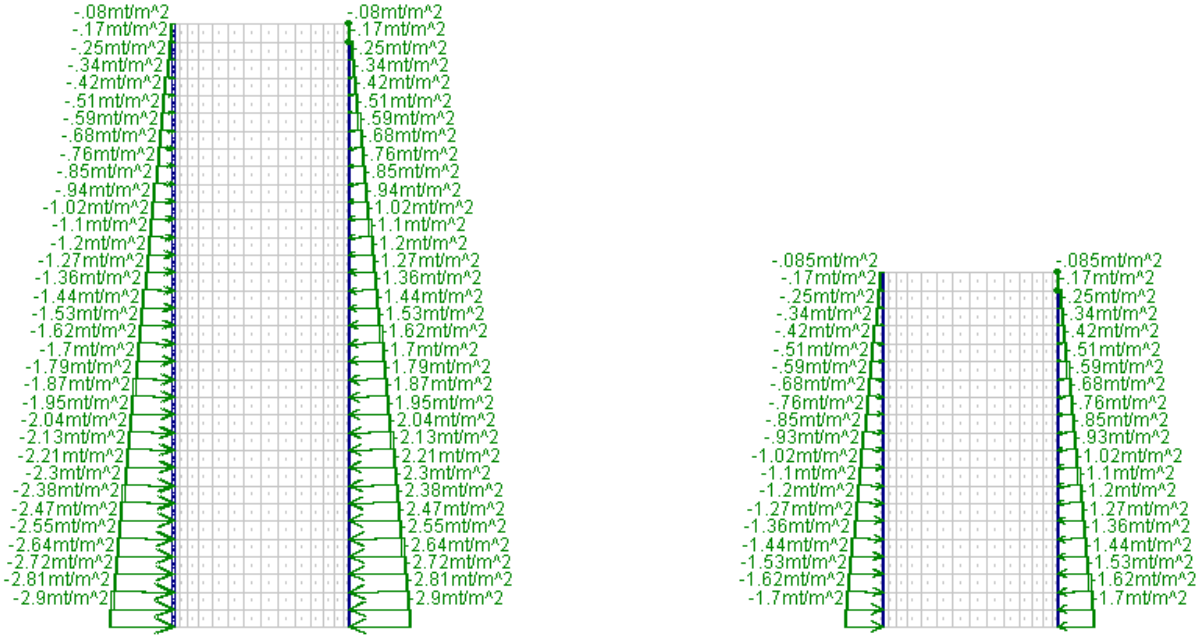


Figura 54 – Distribución de empuje estático de suelo húmedo

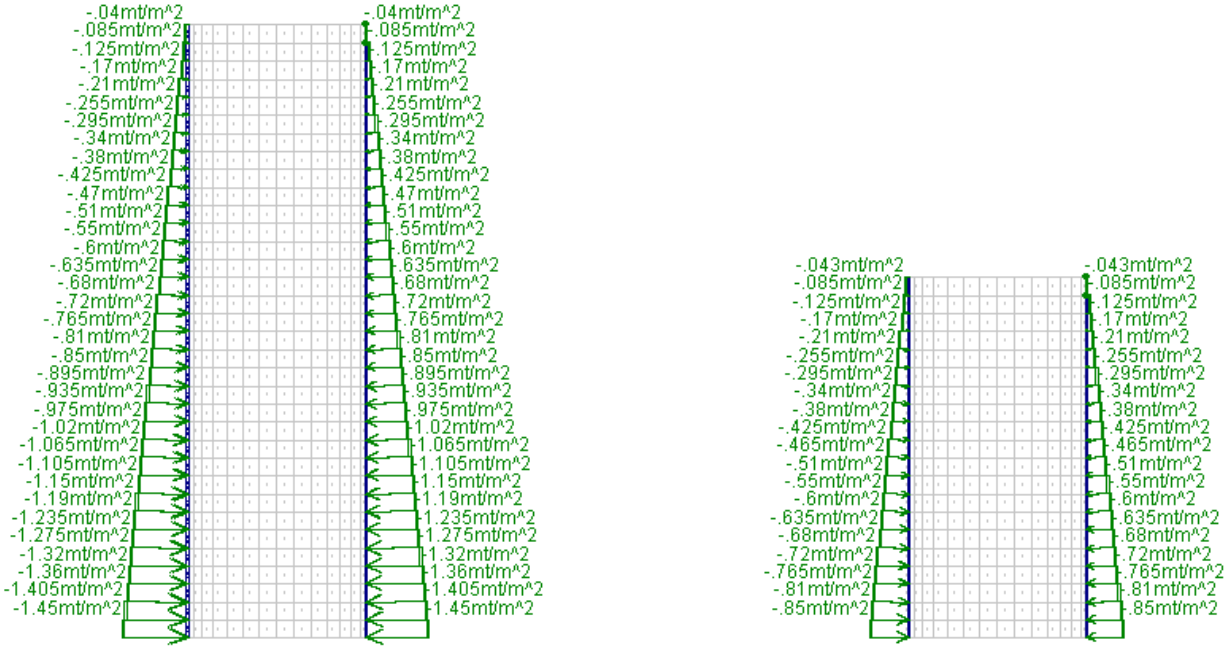


Figura 55 – Distribución de empuje estático de suelo sumergido

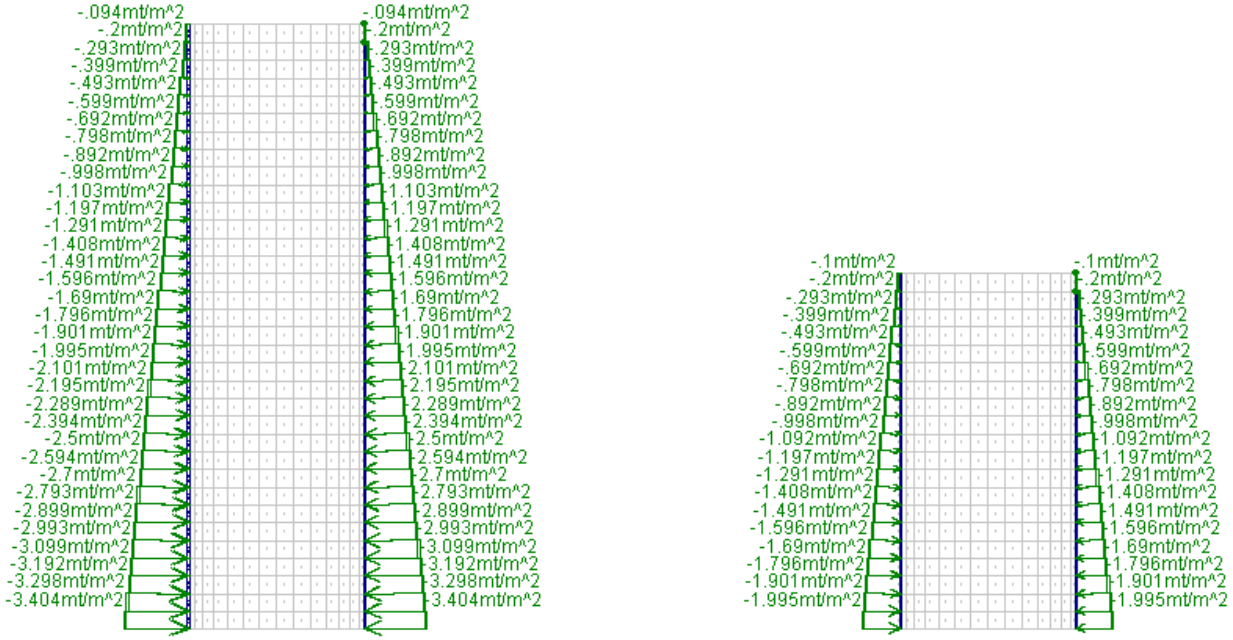


Figura 56 – Empuje de napa

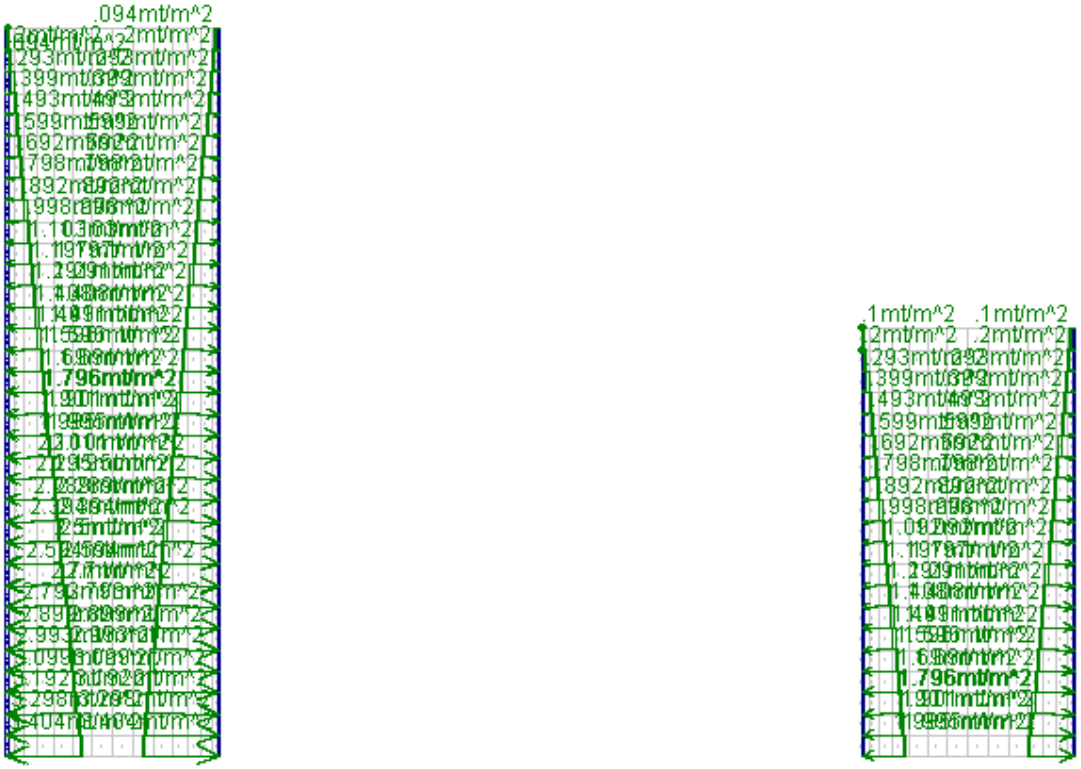


Figura 57 – Empuje de agua interior en presión

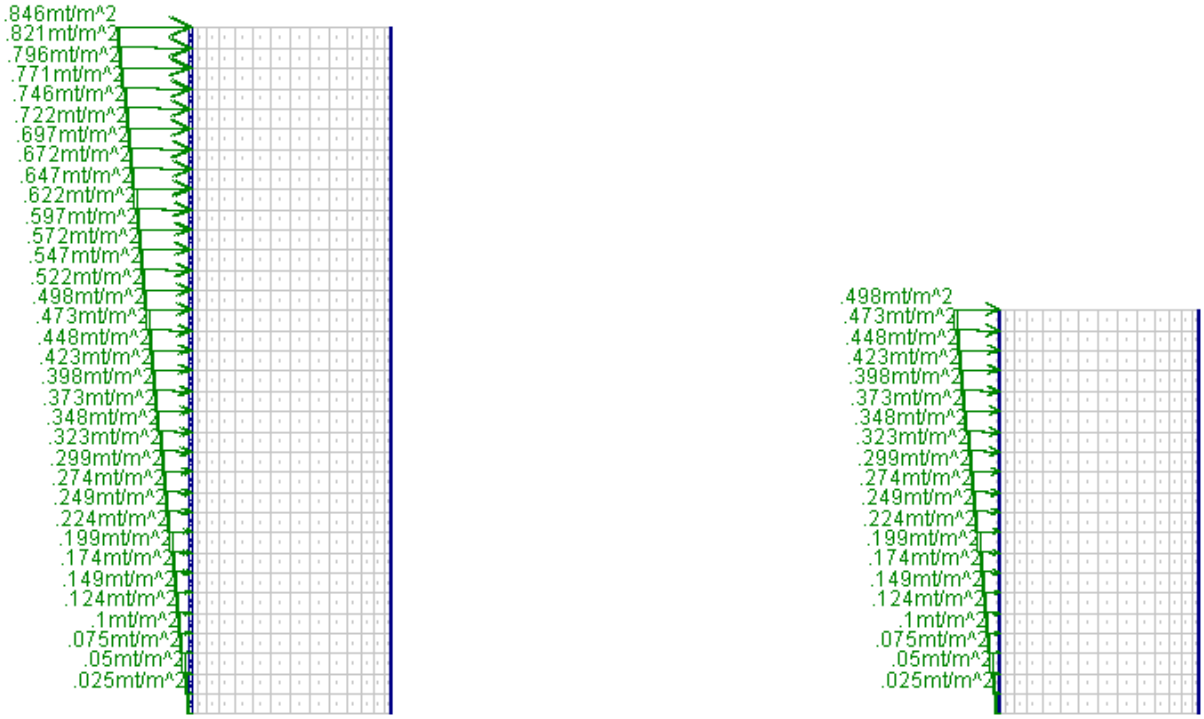


Figura 58 – Empuje sísmico de Mononobe-Okabe

BLC1 : peso propio

BLC2 : empuje exterior estático húmedo

BLC3 : empuje exterior estático sumergido

BLC4 : napa

BLC5 : agua interior (subpresión a tope de superficie)

BLC6 : empuje sísmico

Se tienen las siguientes combinaciones de cargas:

C1 : estática ext - serv - = BLC1+BLC3+BLC4

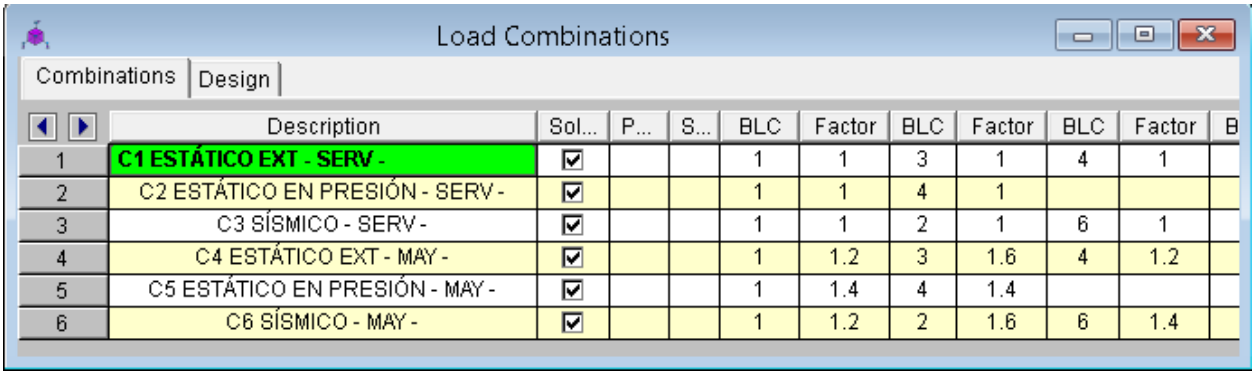
C2 : estática int en presión - serv- = BLC1+BLC4

C3 : sísmico - serv - = BLC1+BLC2+BLC6

C4 : estática ext - may - = 1,2BLC1+1,6BLC3+1,2BLC4

C5 : estática int en presión - may- = 1,4BLC1+1,4BLC4

C6 : sísmico - may - = 1,2BLC1+1,6BLC2+1,4BLC6



	Description	Sol...	P...	S...	BLC	Factor	BLC	Factor	BLC	Factor	B
1	C1 ESTÁTICO EXT - SERV -	☑			1	1	3	1	4	1	
2	C2 ESTÁTICO EN PRESIÓN - SERV -	☑			1	1	4	1			
3	C3 SÍSMICO - SERV -	☑			1	1	2	1	6	1	
4	C4 ESTÁTICO EXT - MAY -	☑			1	1.2	3	1.6	4	1.2	
5	C5 ESTÁTICO EN PRESIÓN - MAY -	☑			1	1.4	4	1.4			
6	C6 SÍSMICO - MAY -	☑			1	1.2	2	1.6	6	1.4	

Figura 59 – Combinaciones en modelo Risa3D

7.2 ESFUERZOS RESULTANTES

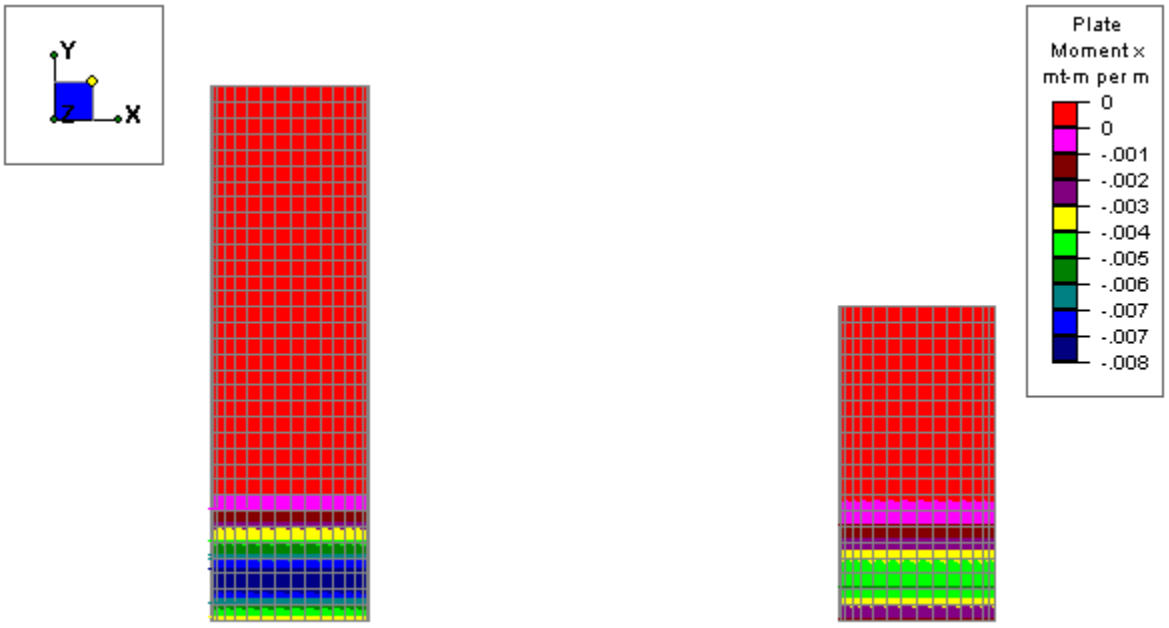


Figura 60 – Mx para combinación mayorada C4

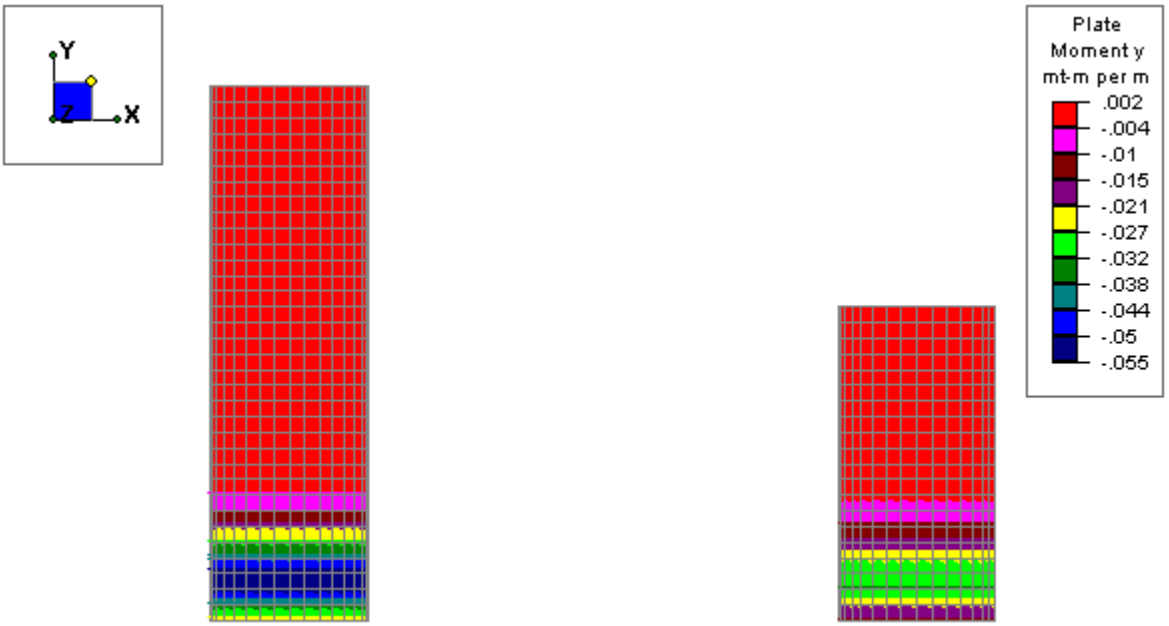


Figura 61 – My para combinación mayorada C4

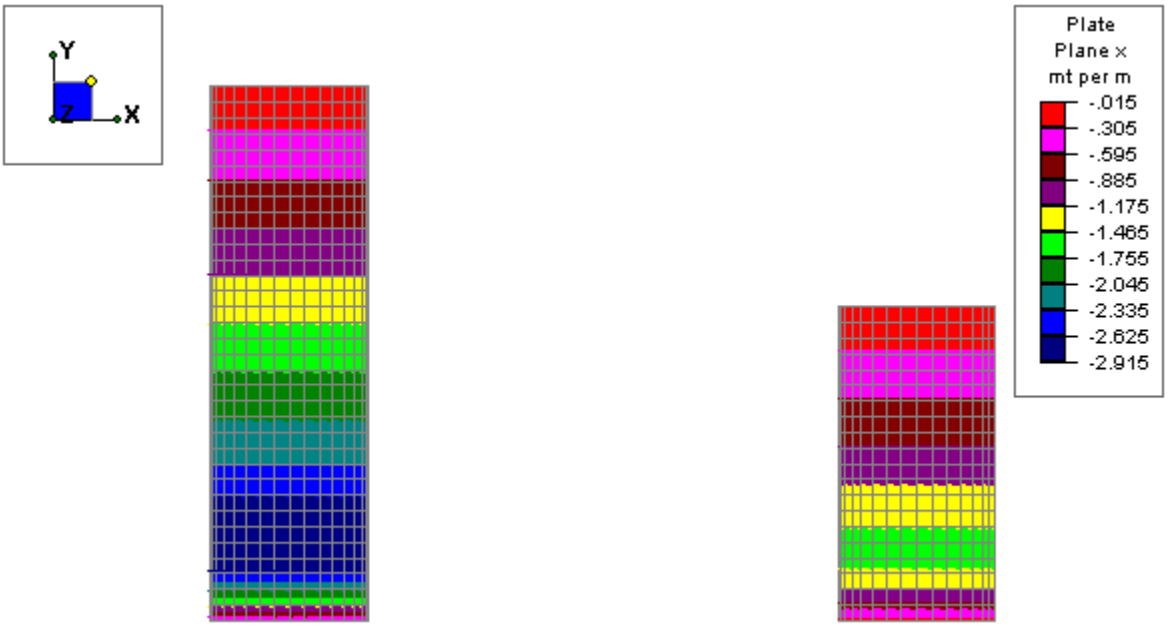


Figura 62 – Fx para combinación mayorada C4 (compresión horizontal)

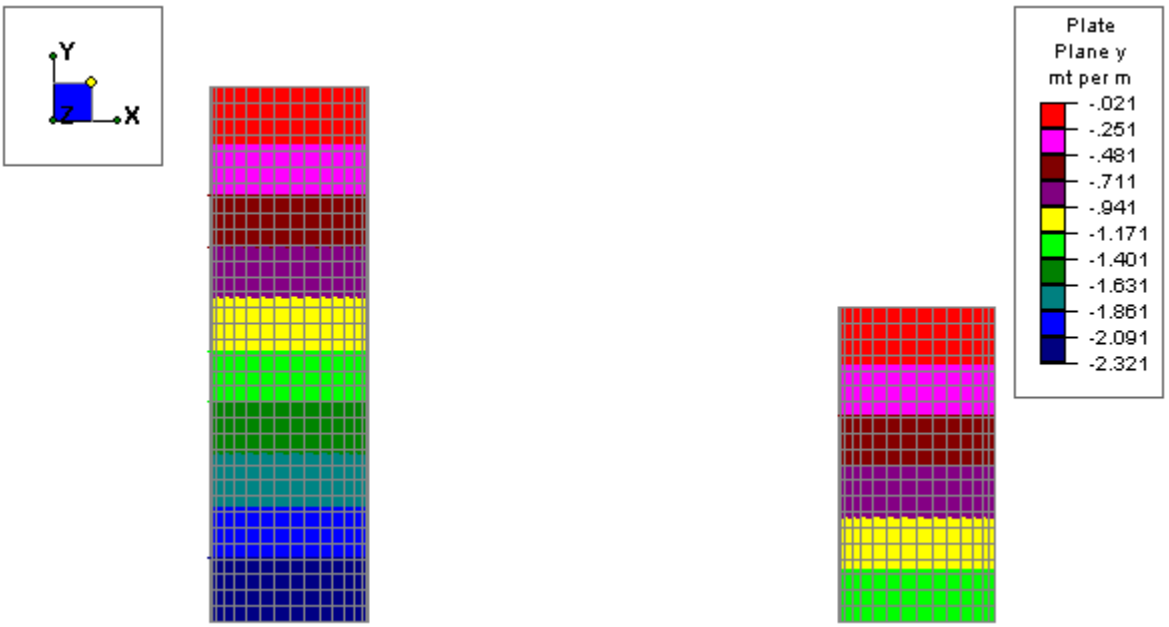


Figura 63 – Fy para combinación mayorada C4 (compresión vertical)

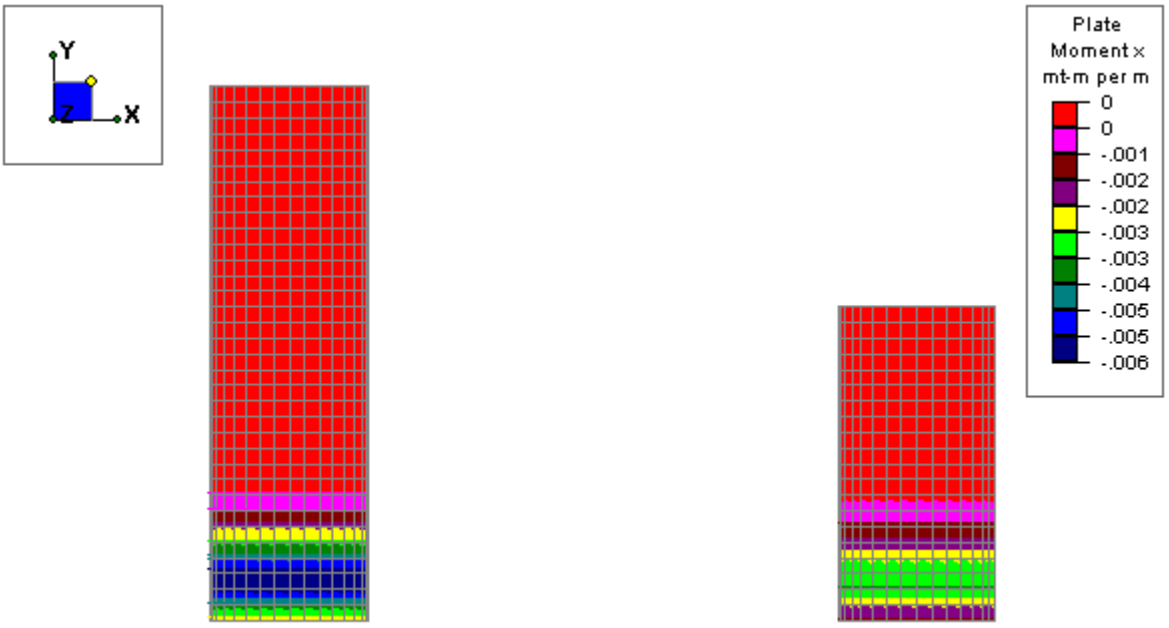


Figura 64 – Mx para combinación mayorada C5

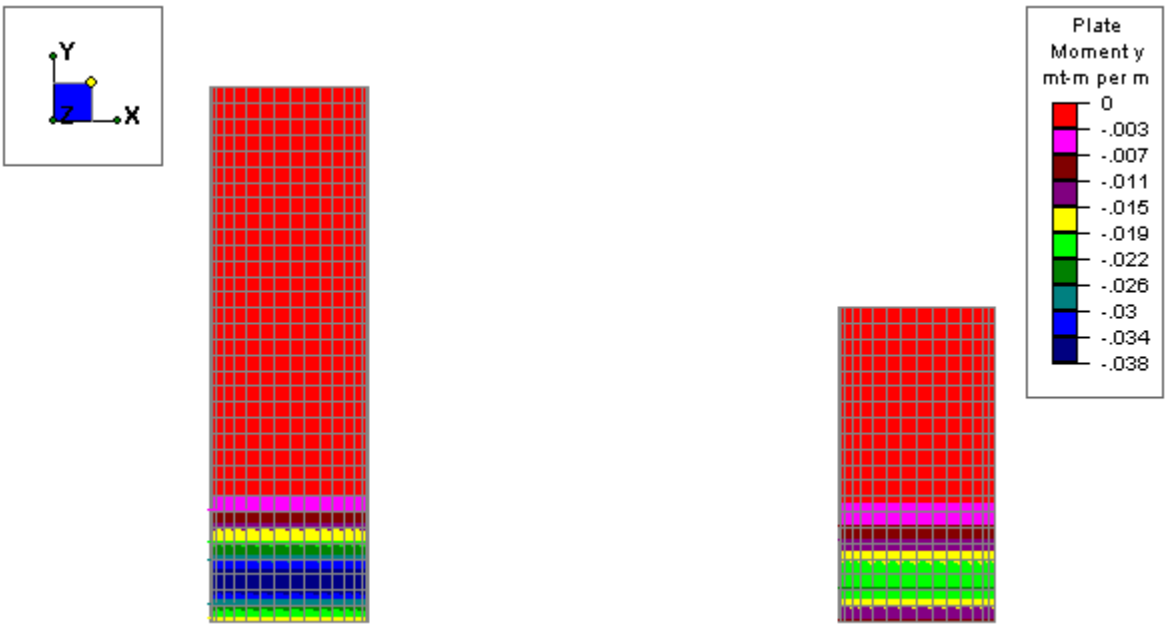


Figura 65 – My para combinación mayorada C5

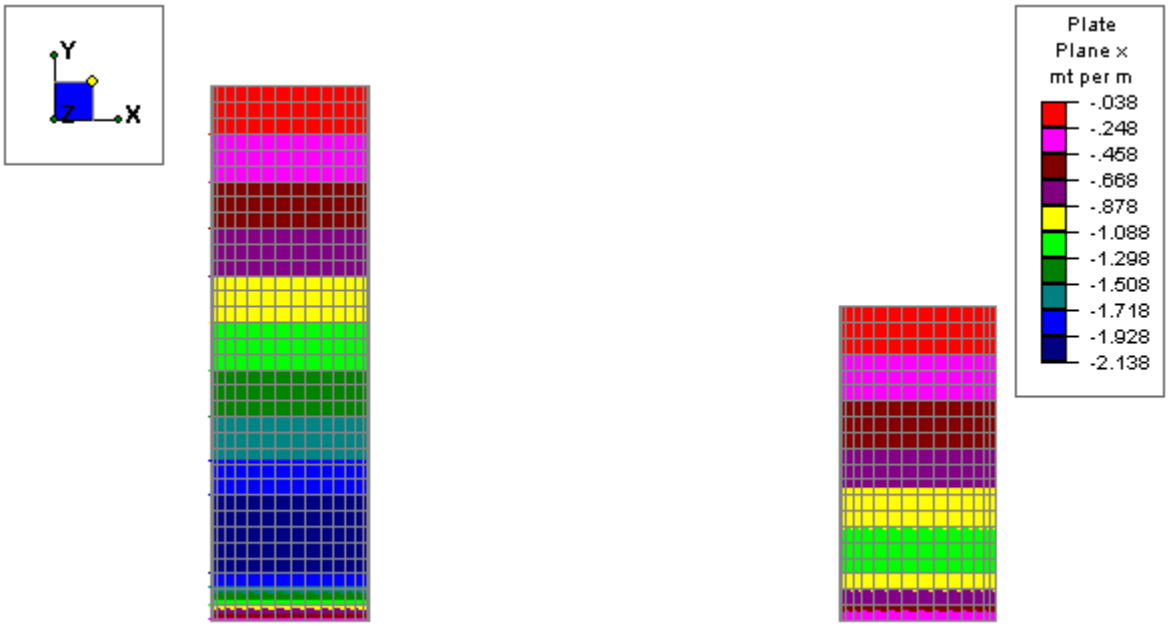


Figura 66 – Fx para combinación mayorada C5 (compresión horizontal)

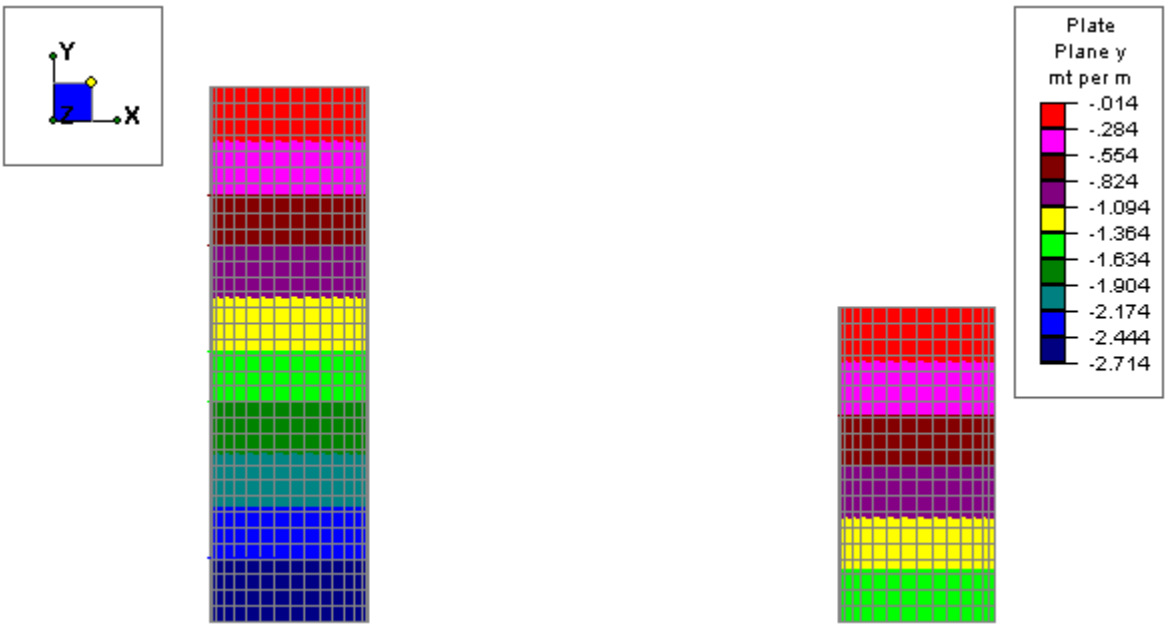


Figura 67 – Fy para combinación mayorada C6 (compresión vertical)

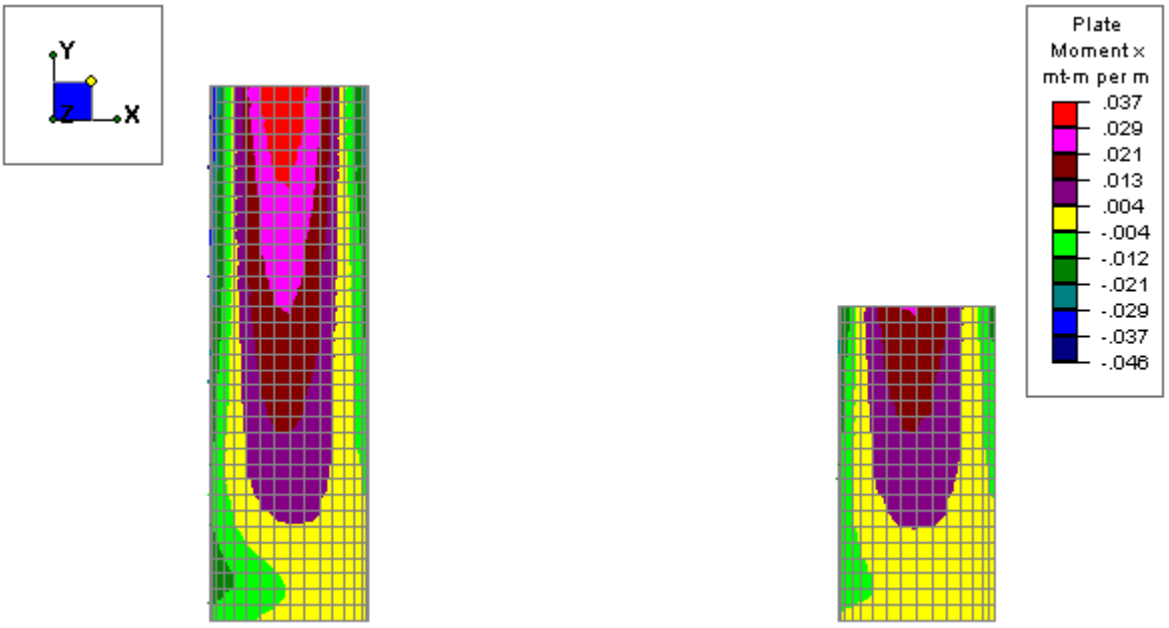


Figura 68 – Mx para combinación mayorada C6

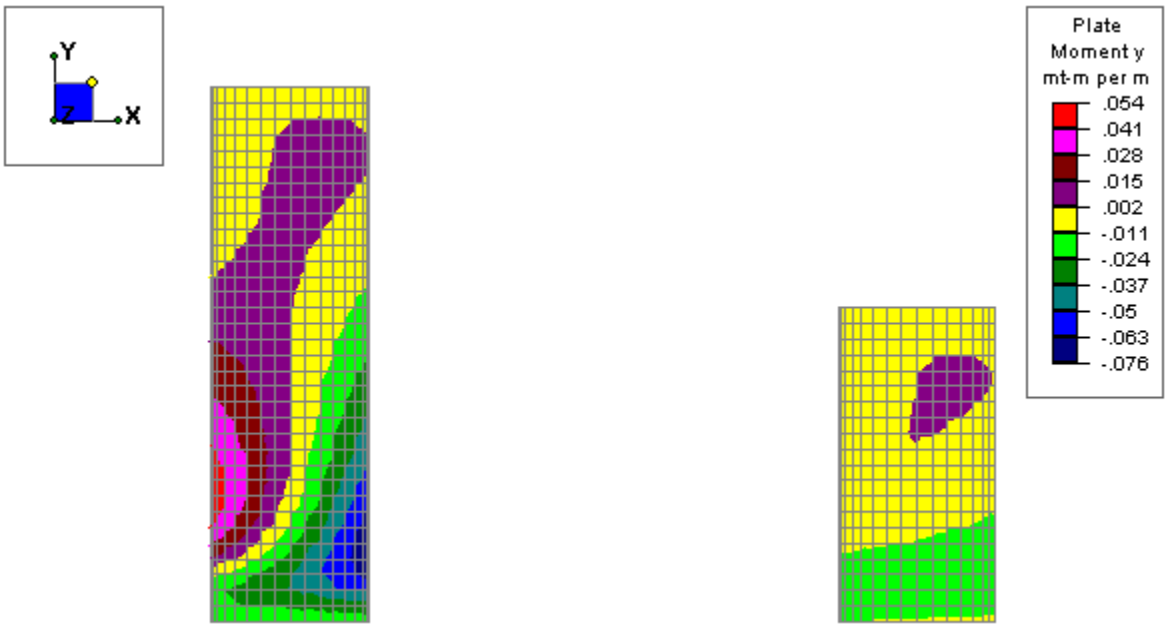


Figura 69 – My para combinación mayorada C6

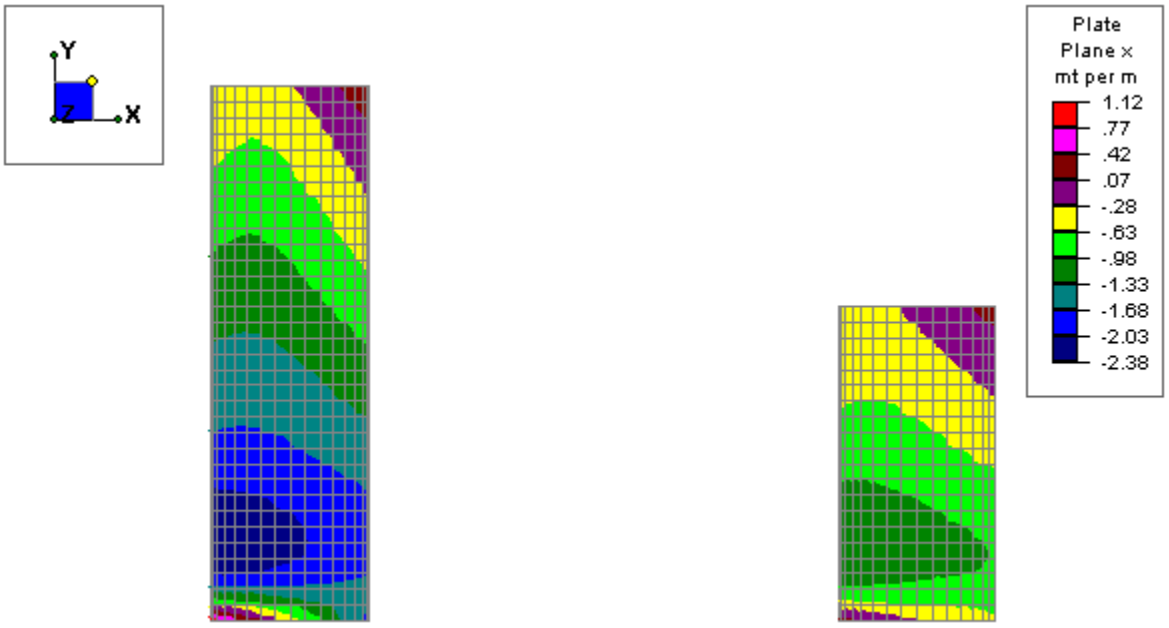


Figura 70 – Fx para combinación mayorada C6

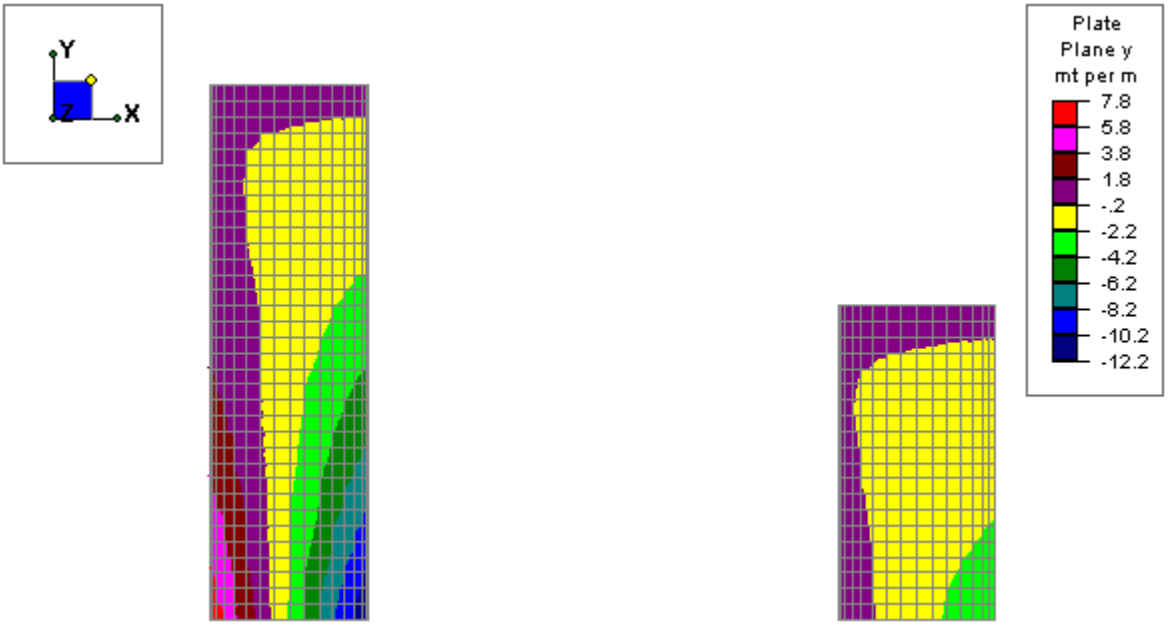


Figura 71 – Fy para combinación mayorada C6

Tabla 18 – Esfuerzos mayorados para H=3,4m

Elem	Mux_max ton*m	Comb	Muy_max ton*m	Comb	Qux_máx ton	Comb	Quy_max ton	Comb	ϕVc ton
P	-0.04	6	-0.07	6	-0.19	6	-0.47	4	12.57

Tabla 19 – Armaduras requeridas (H=3,4m)

Elem	M ton*m	e cm	As_min cm2/m	As_req cm2/m	Dist	As_prop cm2/m
P	0.07	25	6.66	0.09	10a20	3.93

Tabla 20 – Ancho de fisuración por flexión (H=3,4m)

Elem	M ton*m	e cm	Dist	As cm2/m	fs kg/cm2	Z ton/cm	w mm
A	0.04	25	10a20	3.93	61	0.66	0.01

Tabla 21 – Esfuerzos mayorados para H=2,0m

Elem	Mux_max ton*m	Comb	Muy_max ton*m	Comb	Qux_máx ton	Comb	Quy_max ton	Comb	ϕVc ton
P	-0.03	6	-0.03	4	-0.11	6	-0.28	4	12.57

Tabla 22 – Armaduras requeridas (H=2,0m)

Elem	M ton*m	e cm	As_min cm2/m	As_req cm2/m	Dist	As_prop cm2/m
P	0.03	25	6.66	0.04	10a20	3.93

Tabla 23 – Ancho de fisuración por flexión (H=2,0m)

Elem	M ton*m	e cm	Dist	As cm2/m	fs kg/cm2	Z ton/cm	w mm
A	0.03	25	10a20	3.93	37	0.39	0.01

El cálculo de armadura también considera el comportamiento en flexión como un elemento cilíndrico en voladizo sometido al momento provocado por las fuerzas sísmicas del suelo y de inercia. Para Mu=8,63 ton*m se tiene el siguiente cálculo de armaduras verticales.

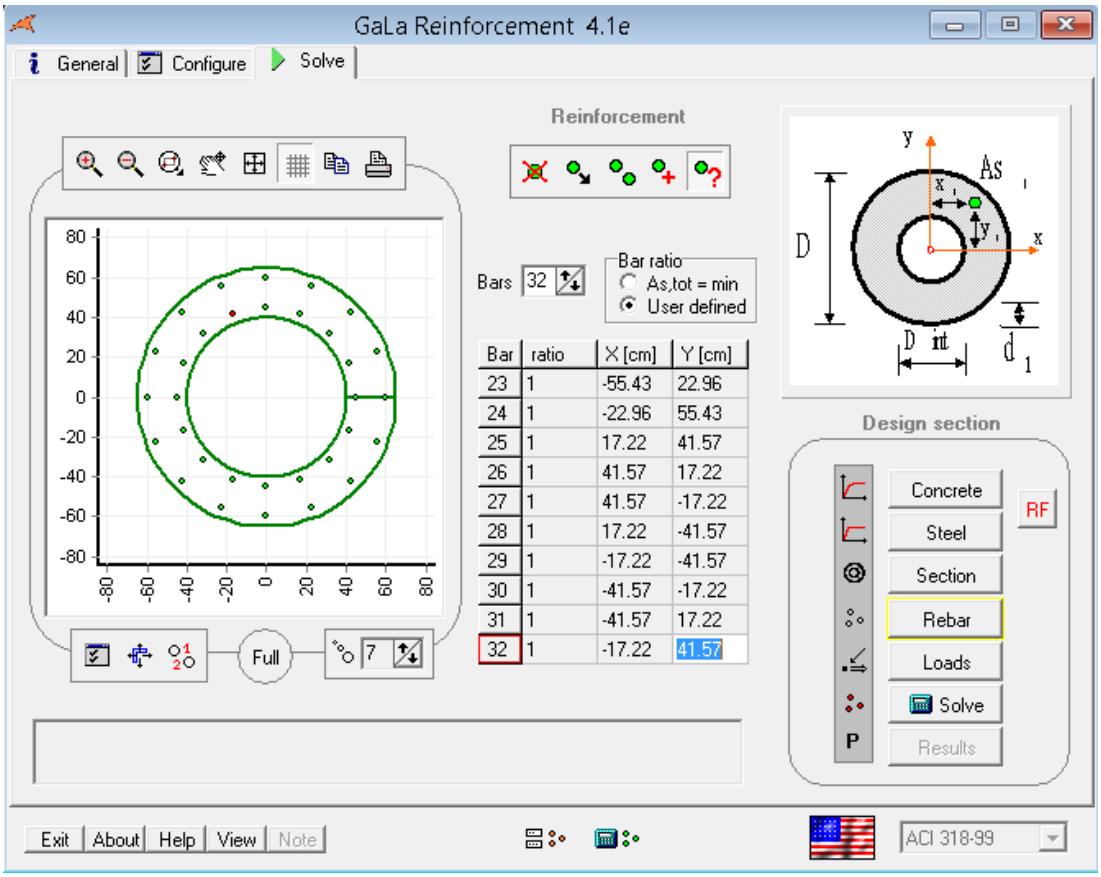
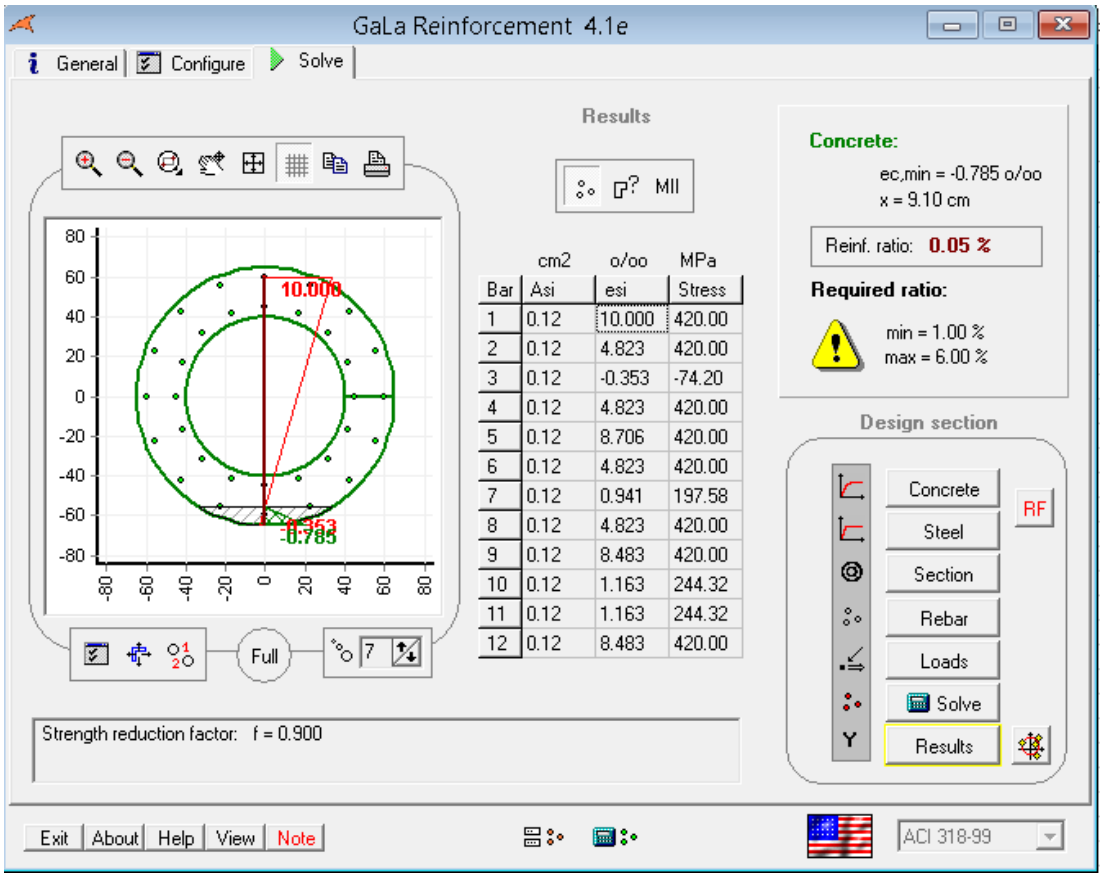


Figura 72 – Sección cilíndrica armada (Dint=0,8m)



	cm2	o/oo	MPa
Bar	Asi	esi	Stress
1	0.12	10.000	420.00
2	0.12	4.823	420.00
3	0.12	-0.353	-74.20
4	0.12	4.823	420.00
5	0.12	8.706	420.00
6	0.12	4.823	420.00
7	0.12	0.941	197.58
8	0.12	4.823	420.00
9	0.12	8.483	420.00
10	0.12	1.163	244.32
11	0.12	1.163	244.32
12	0.12	8.483	420.00

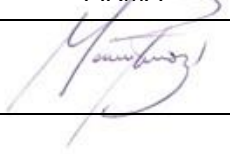
Figura 73 – Armadura requerida

Anexo 9.3

Memoria Resistencia Cajón vehículo

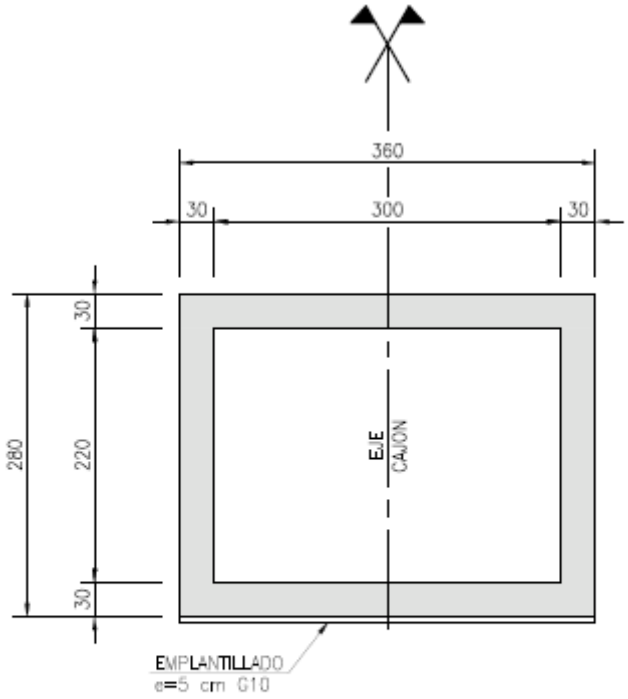
“PROYECTO CANAL DE EVACUACIÓN DE AGUAS LLUVIAS SANTA MARTA”

RESISTENCIA DE CAJONES RECTANGULARES 3,0X2,2m ANTE CARGAS VEHÍCULARES

	NOMBRE	CARGO	FIRMA	FECHA
PREPARADO POR :	MAURICIO MUÑOZ	ING.CIVIL		17-11-2022
APROBACION 1				

RESISTENCIA DE CAJONES RECTANGULARES 3,0X2,2m ANTE CARGAS VEHÍCULARES

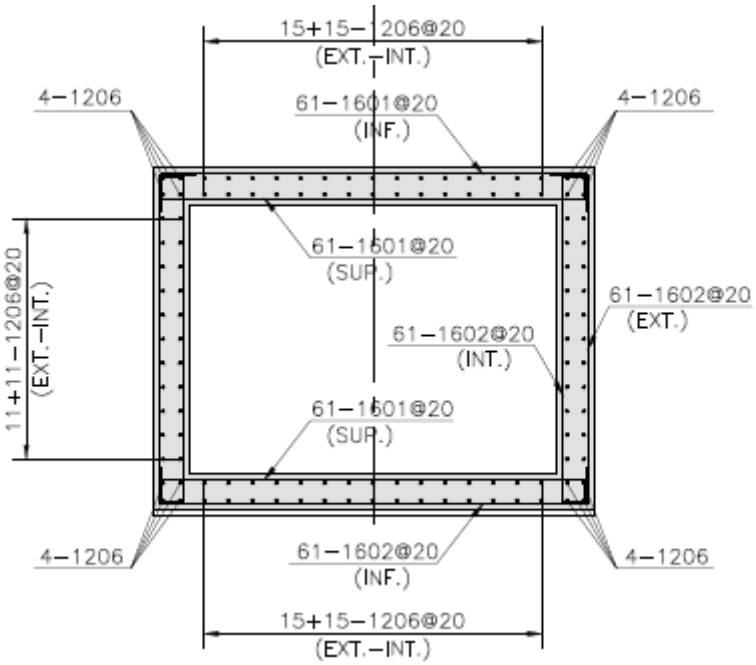
De acuerdo a lo solicitado por el Inspector Fiscal (en adelante IF), se describe en la presente carta las condiciones de resistencia estructural y serviciabilidad de los cajones rectangulares típicos de dimensiones 3,0x2,2m presentes a lo largo de todo el canal en sus fases constructivas I y II. En cuanto a formas el cajón tiene en toda su extensión la siguiente sección:



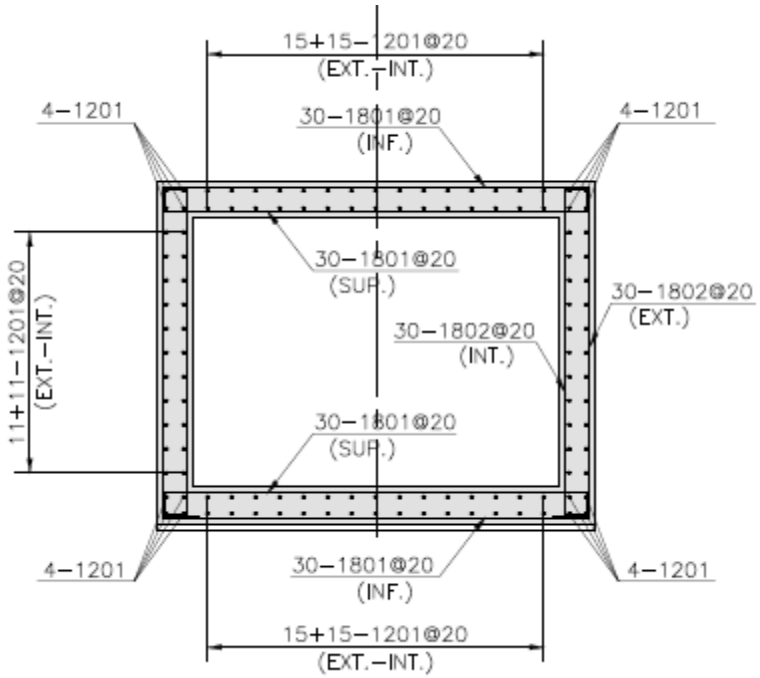
SECCION TRANSVESAL
CAJON TIPICO
ESCALA 1:50

El proyecto estructural determinó que esta sección típica tiene distintas dae refuerzo de acuerdo a la profundidad y cobertura de suelo sobre la clave (h), teniendo entonces los siguientes casos:

- Armadura principal interior y exterior 16a20 más armadura de repartición 12a20 para cajones con h ≤ 2,0m



- Armadura principal interior y exterior 18a20 más armadura de repartición 12a20 para cajones con h > 2,0m y hasta 3,2m de acuerdo al perfil longitudinal del canal.



De acuerdo a resultados expuestos en memoria de cálculo del canal Santa Marta secciones 7 y 8 para la sección del cajón, el máximo momento de diseño de Mu=9,2 ton*m para cajón con h=3,2m pero a esta profundidad las cargas de tránsito no son influyentes. Para el caso más probable de que un cajón sea cargado por una carga vehicular se dará en cajones diseñados para h<2,0m con armadura superior e inferior 16a20 en losa superior. Para el cajón la peor condición ante cargas vehiculares siempre será cuando este se expone a la carga de la rueda directamente sobre la losa sin considerar cobertura de relleno. De la memoria del cajón se obtuvo un Mu_máx en la losa de 6,24 ton*m

Tabla 15 – Esfuerzos máximos Mu/Qu C1 a C5 (H=2,0m)

Elem	Mux_max ton*m	Comb	Muy_max ton*m	Comb	Qux_máx ton	Comb	Quy_max ton	Comb	ϕVc ton
A	-0.53	1	-4.59	2	-2.33	2	-8.85	1	15.71
B	-0.51	4	-4.59	2	1.80	2	-9.43	4	15.71
C	-0.56	4	6.17	2	1.61	4	-13.02	2	15.71
D	-0.48	4	6.24	2	-1.26	4	10.73	2	15.71

Tomando la carga del eje de camión típico ASSHTO HS20-44 y específicamente la carga de una rueda (doble) ya que será la peor condición y no precisamente cuando el eje de 1,8m de ancho (distancia entre ruedas) queda contenido en el ancho del canal porque en dicho caso las carga tiene menos efecto cuando las cargas se alejan del centro del elemento en flexión (en este caso la losa).

Considerando de forma conservadora la losa superior como una viga simplemente apoyada y una carga en el centro equivalente a la rueda doble del camión ASSHTO (9,44ton incluyendo el factor de impacto), se tiene un momento máximo siguiente:

$$Mmáx = P*L/4 = 9,44*3,3/4*1,2 = 9,3 \text{ ton*m}$$

$$As_req = 10,3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Considerando que al tomar la losa como un modelo de viga simplemente apoyada se ha sido conservador y se acepta entonces que la armadura 16a20 (10,05 cm2/m) soporta sin problemas la carga de rueda del camión ASSHTO.

Se concluye que los cajones proyectados para el canal Santa Marta pueden recibir la carga de rueda del camión tipo ASSHTO HS20-44 incluso si esta se produce directamente sobre la losa.

Anexo 9.4

Memoria Influencia Perforaciones

PROYECTO CANAL DE EVACUACIÓN DE AGUAS LLUVIAS SANTA MARTA

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL
PERFORACIONES EN CAJÓN PARA DESCARGAS



Mauricio Muñoz Piña

Ingeniero Civil
Universidad Central

Santiago, 08 de junio de 2023

ÍNDICE

1. DESCRIPCIÓN ……..3
2. INFLUENCIA DE PERFORACIONES DE DESCARGA ……..……..3

1. DESCRIPCIÓN

El proyecto **ALLDP-58 Diseño Definitivo Canal de Evacuación de Aguas lluvias Santa Marta** incluye en su trazado para la Fase Constructiva II varias obras civiles que deben ser analizadas estructuralmente.

La presente memoria expone el cálculo del efecto de las perforaciones en los cajones requeridas para las descargas de aguas lluvias. Se analiza un modelo tridimensional de placas en programa de análisis Risa3D

2. INFLUENCIA DE PERFORACIONES DE DESCARGA

A continuación se demuestra la influencia de las perforaciones de descarga en cajón, que se producen en distintos puntos a lo largo del canal Santa Marta proyectado. Para efectos de cubrir distintos casos de diámetros, ángulos de acometida y altura dl punto de descarga en los muros laterales, se realiza una verificación del efecto para el caso crítico que corresponde al mayor diámetro de 1000mm.

Se realiza un modelo tridimensional de un tramo de 10m del cajón típico 3,0x2,2m. En los puntos de descarga se tiene una cobertura de relleno sobre la clave del cajón de 1,5m de acuerdo al perfil longitudinal.

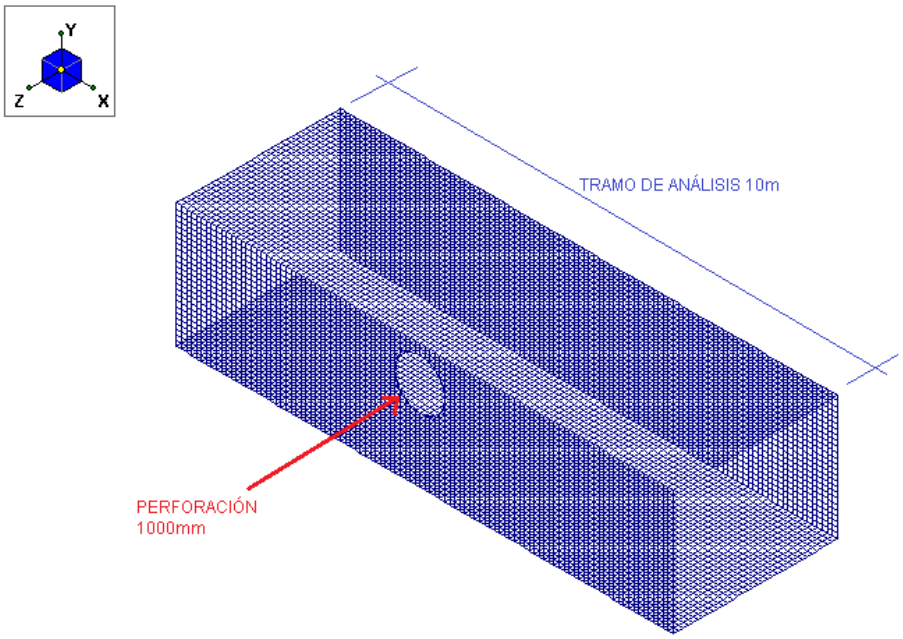


Figura 90 – Modelo para análisis de influencia de las perforaciones de descarga

El modelo considera las cargas típicas del cajón (estáticas y sísmicas).

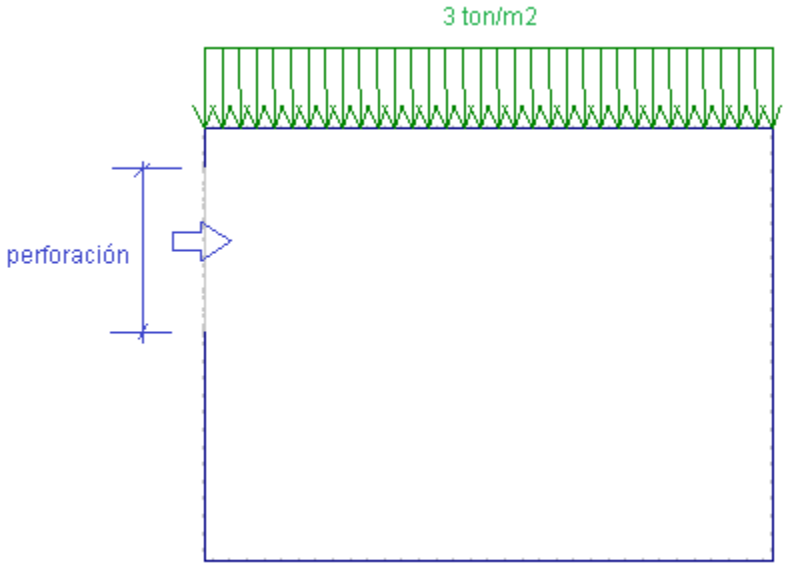


Figura 91 – Carga por cobertura de suelo h=1,5m

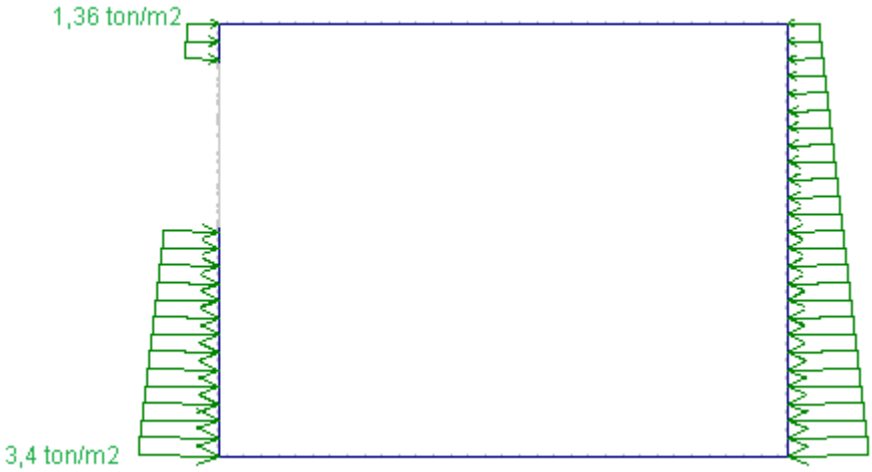


Figura 92 – Empuje estático del suelo saturado

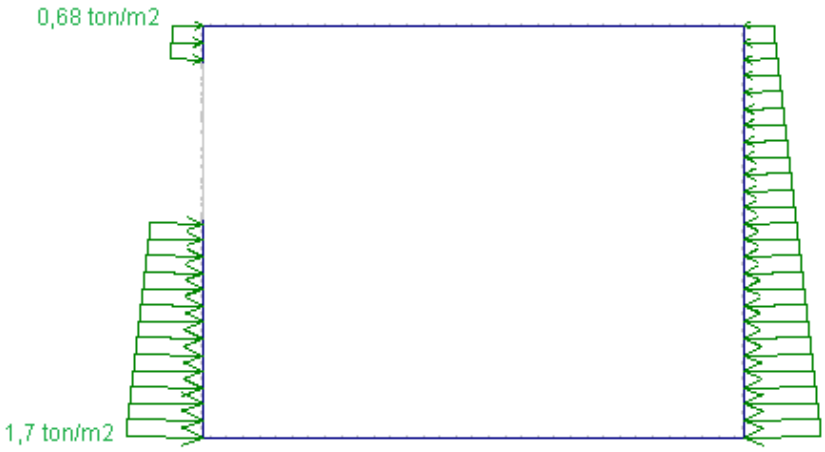


Figura 93 – Empuje estático del suelo sumergido

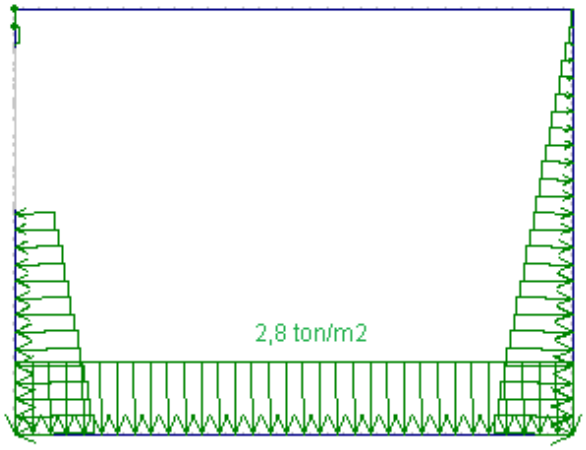


Figura 94 – Agua interior (lleno)



Figura 95 – Agua exterior

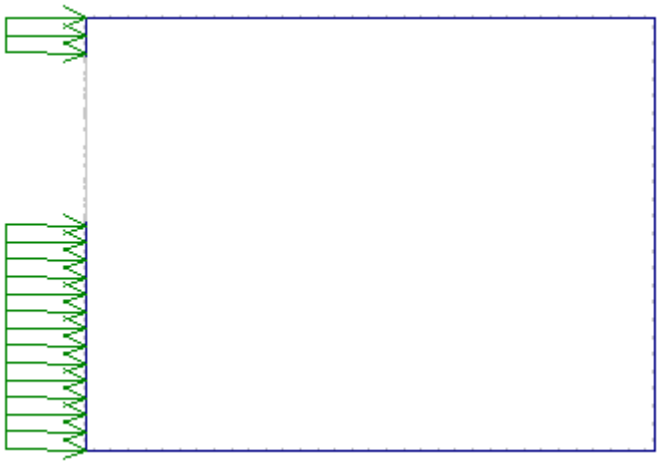


Figura 96 – empuje sísmico del suelo

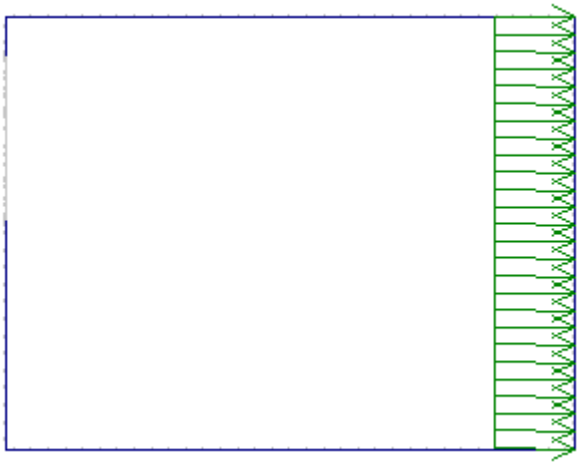


Figura 97 – Empuje sísmico del agua interior (Westergaard)

En cuanto a los esfuerzos resultantes, el mayor efecto se tiene sobre el momento vertical My, con un máximo de 5,4 ton*m, lo que no sobrepasa el momento máximo admisible para la armadura proyectada 16a20 en el menos de los casos (recordar que en sectores críticos y de mayor profundidad se dispone de armadura vertical 18a20. Se concluye entonces que las perforaciones no afectan la resistencia estructural de los cajones proyectados.

El caso de la flexión horizontal Mx es mucho menor, pues tiene algún efecto en esa dirección pero dado que no el cajón no está diseñado principalmente para trabajar en esa dirección, implica que las armaduras de repartición dispuestas son suficientes para toar esos esfuerzo menores que aparecen por influencia de las perforaciones.

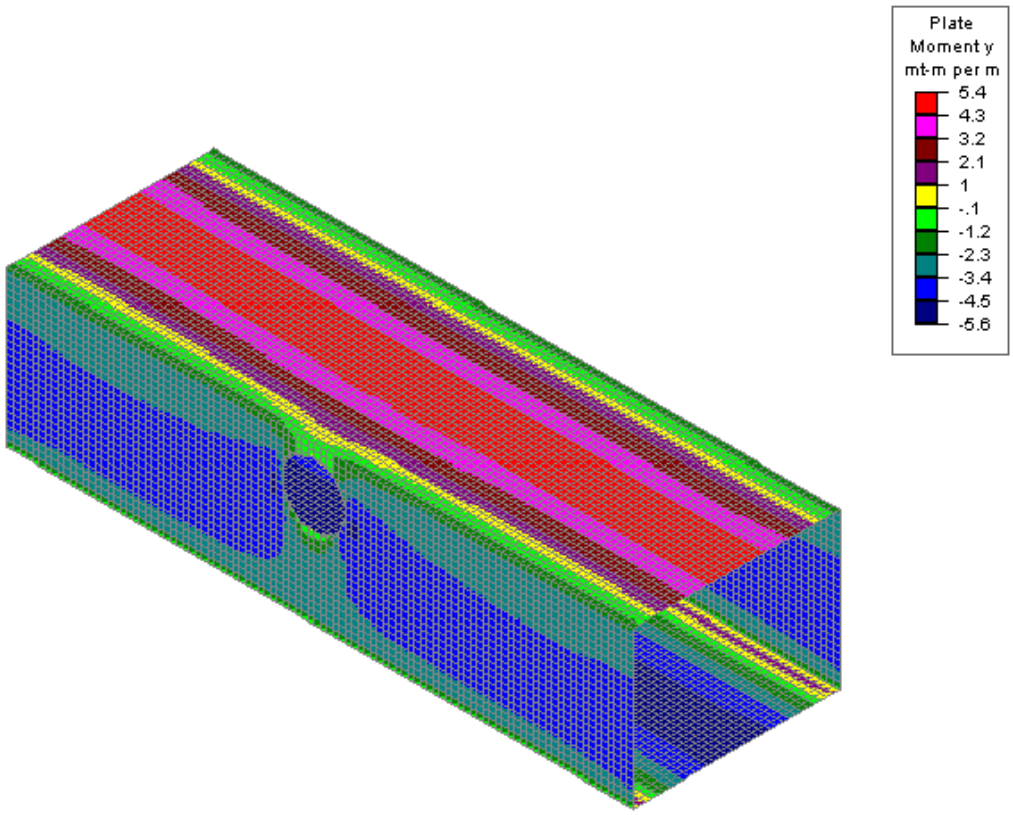


Figura 98 – Momento vertical My para combinación estática LC2 (estático interior)

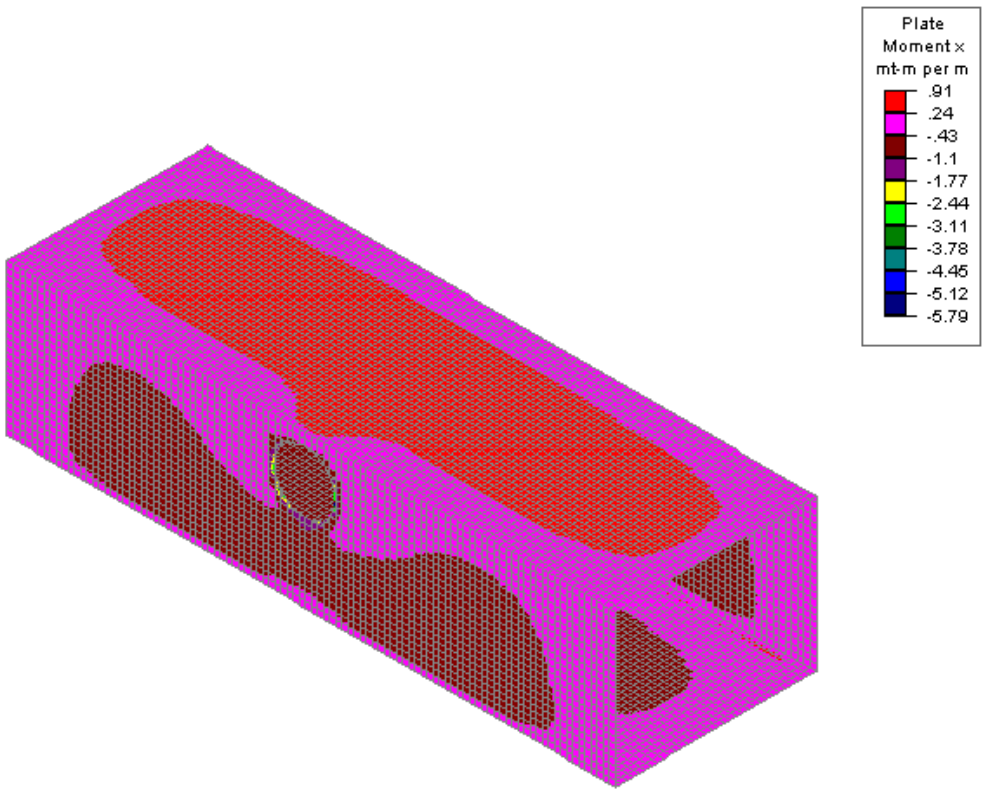


Figura 98 – Momento horizontal Mx para combinación estática LC2 (estático interior)

Anexo 9.5

Obra El Bosquino, Transición, Rápido de Descarga y Obra Descarga Canal Lo Espejo

PROYECTO CANAL DE EVACUACIÓN DE AGUAS LLUVIAS SANTA MARTA

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL OBRA DE DESVÍO CANAL EL BOSQUINO, TRANSICIÓN Y RÁPIDO DE DESCARGA FASE CONSTRUCTIVA II

Rev.E

Mauricio Muñoz Piña

Ingeniero Civil
Universidad Central

Santiago, 08 de junio de 2023

ÍNDICE

1. DESCRIPCIÓN ……..3
2. BASE DE CÁLCULO ……...11
3. MODELO DE ANÁLISIS OBRA DE DESVÍO ……..…14
4. MODELO DE ANÁLISIS TRANSICIÓN ……..….36
5. ANÁLISIS DEL RÁPIDO DE DESCARGA ……...…52
6. CÁLCULO ESTRUCTURAL DE COMPUERTAS ……..……..75
7. OBRA DE DESCARGA CANAL LO ESPEJO …….…….80
8. INFLUENCIA DE PERFORACIONES DE DESCARGA …….…….88

1. DESCRIPCIÓN

El proyecto **ALLDP-58 Diseño Definitivo Canal de Evacuación de Aguas lluvias Santa Marta** incluye en su trazado para la Fase Constructiva II varias obras civiles que deben ser analizadas estructuralmente, las que se detallan a continuación:

- Obra de desvío hacia canal El Bosquino.
- Transición antes de cruce bajo Autopista central.
- Rápido de descarga.
- Compuertas
- Obra de descarga canal Lo Espejo

La presente memoria expone el cálculo y diseño estructural de las 3 obras señaladas. A continuación se muestran las formas (solo dimensiones hidráulicas) de la Obra de Desvío, Transición y Rápido de Descarga. Se analiza un modelo tridimensional de placas en programa de análisis Risa3D para la obra de desvío y para la transición, mientras que para el rápido de descarga se analiza en las secciones críticas con modelos bidimensionales de dichas secciones transversales. La estabilidad del rápido se analiza en planillas Excel.

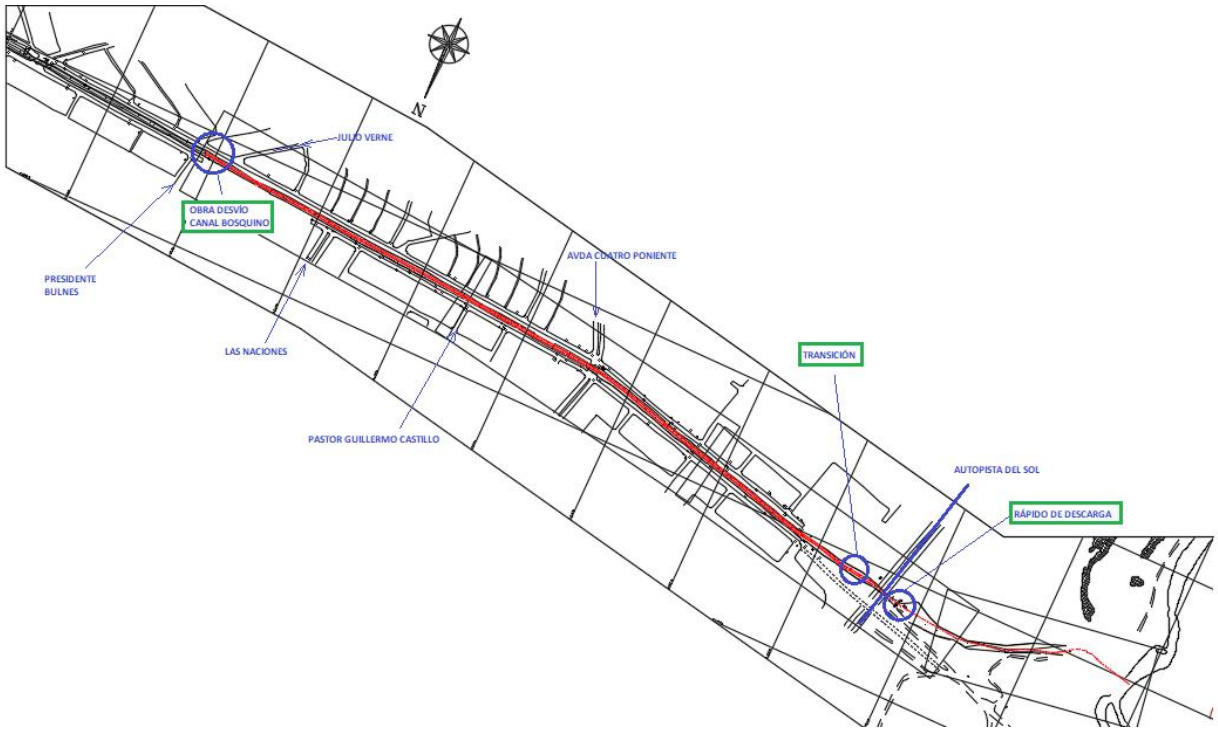


Figura 1 – Planta de ubicación general obra de desvío, transición y rápido de descarga

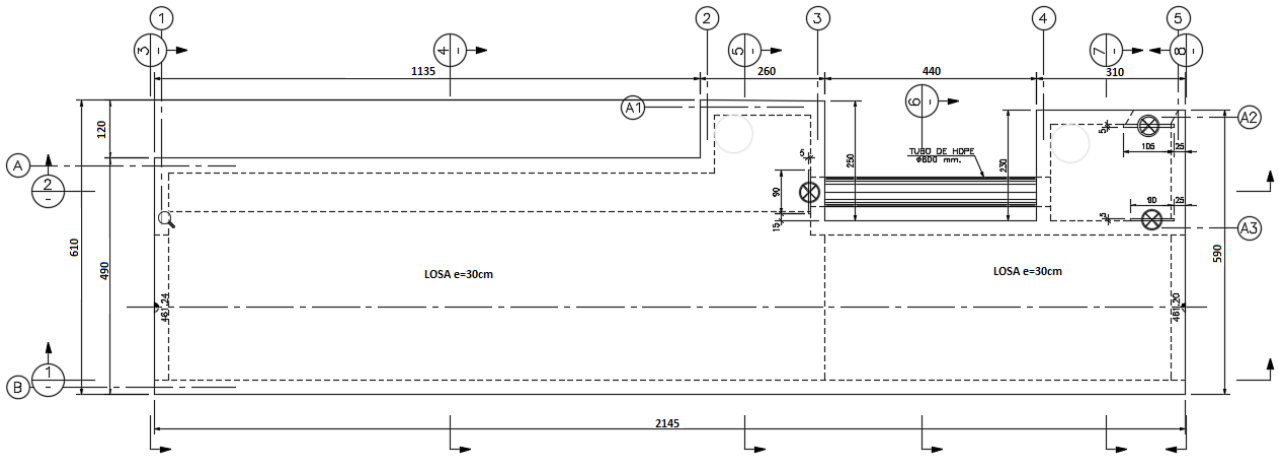


Figura 2 – Planta Obra de Desvío Canal Bosquino

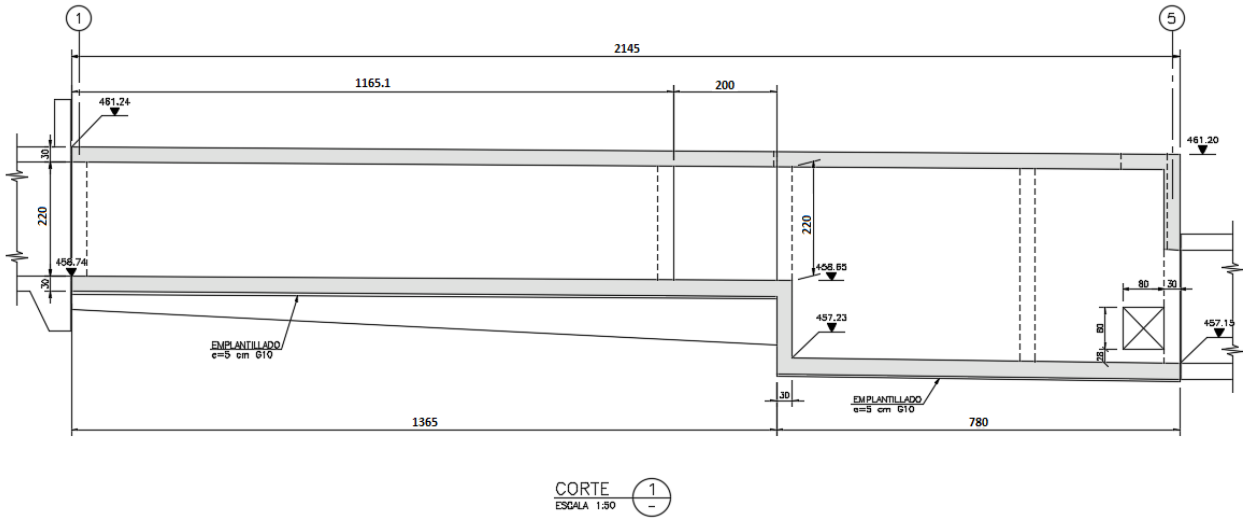


Figura 3 – Corte 1-1 obra de desvío por canal Santa Marta

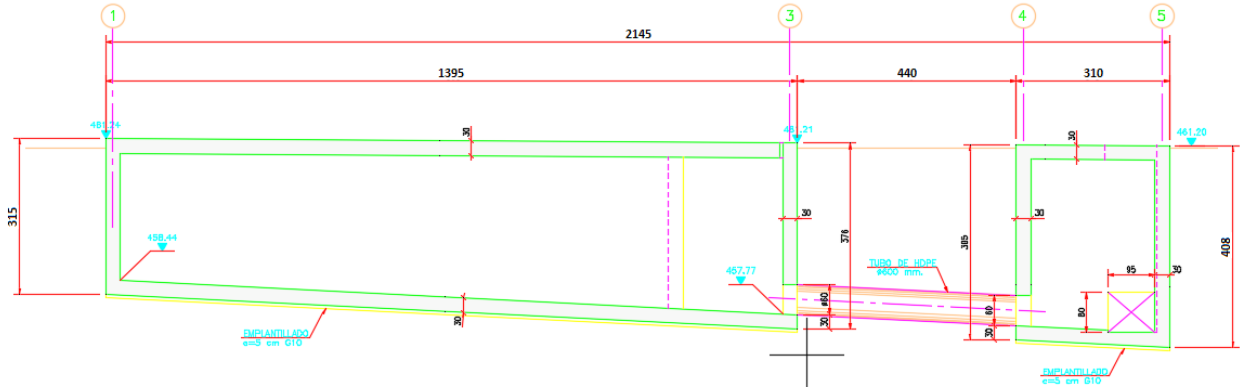


Figura 4 – Corte longitudinal obra de desvío por canal de descarga

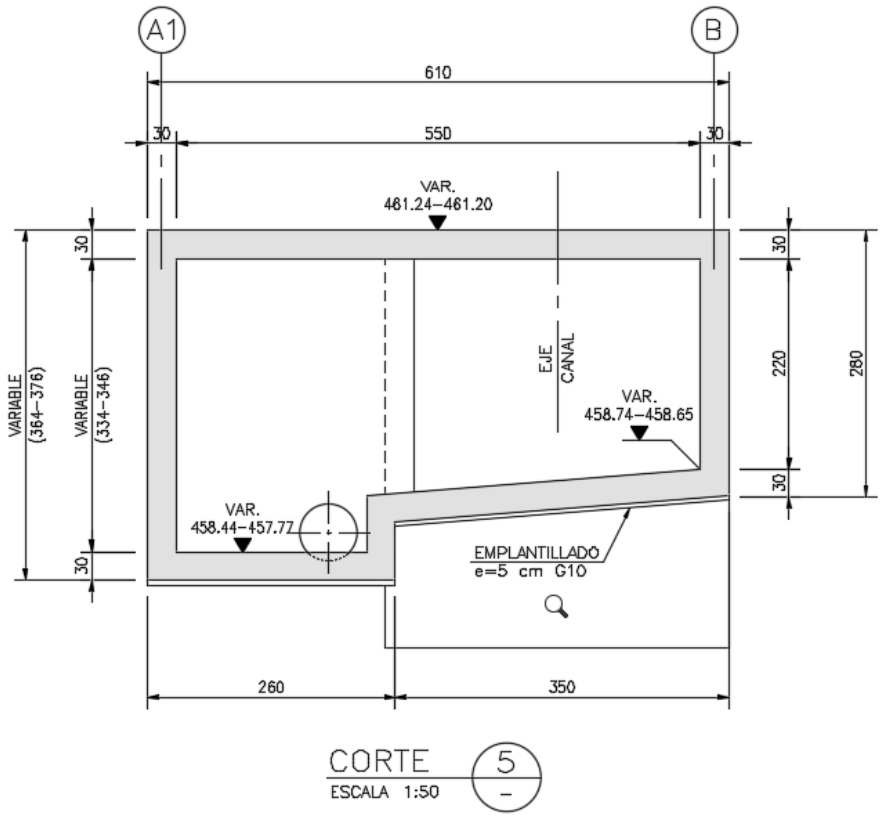


Figura 5 – Corte transversal obra de desvío (corte 5-5 según planta)

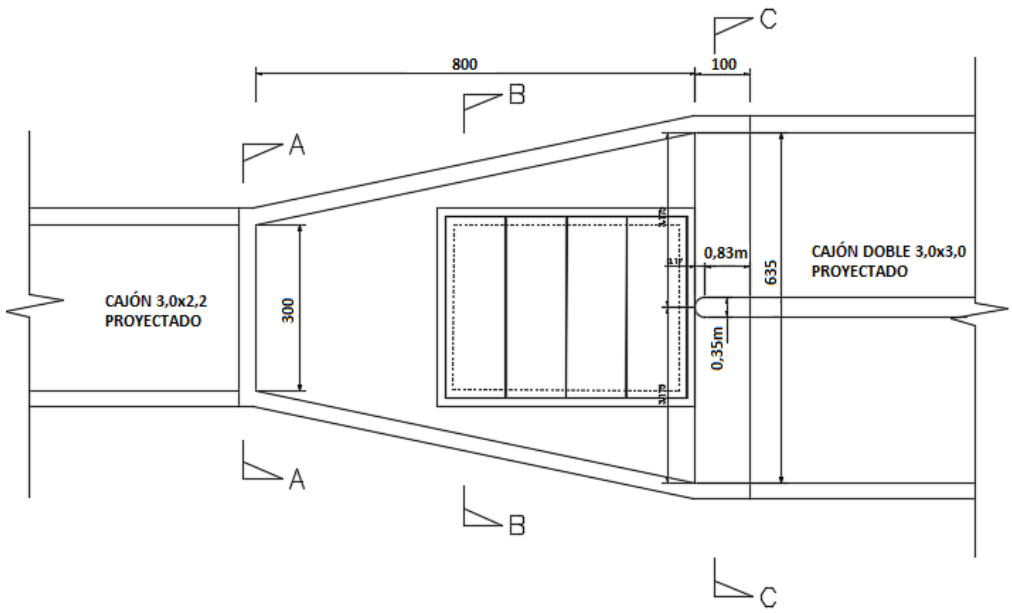


Figura 6 – Planta de la Transición

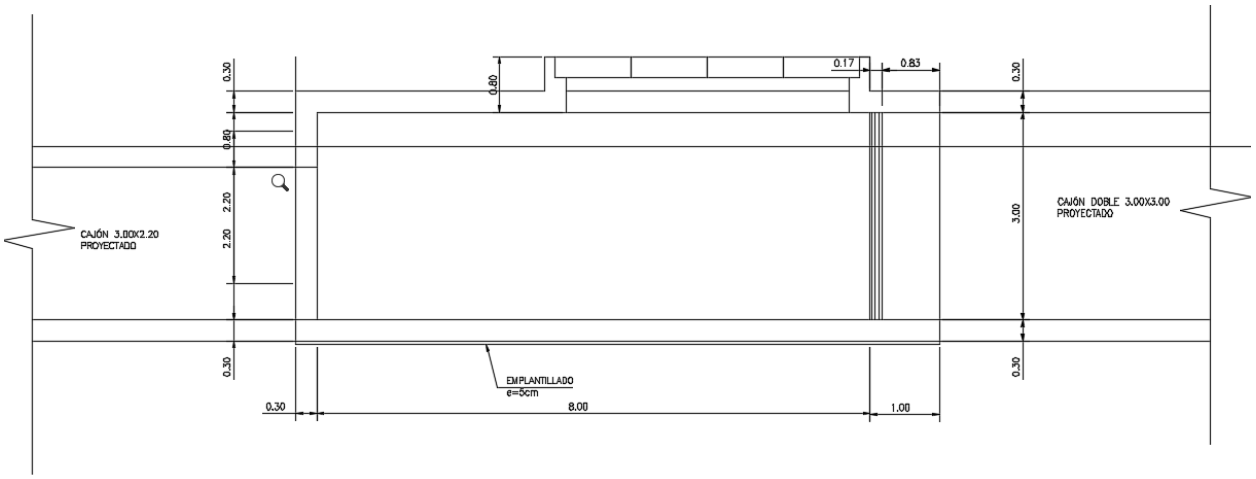


Figura 7 – Corte longitudinal de la transición

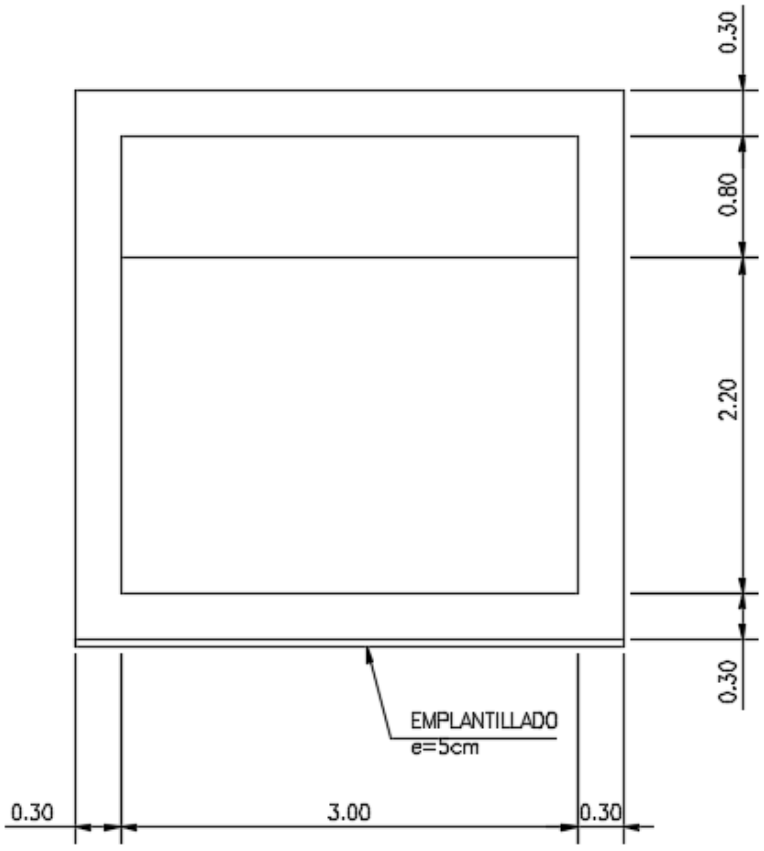


Figura 8 – Corte transversal B-B de la transición

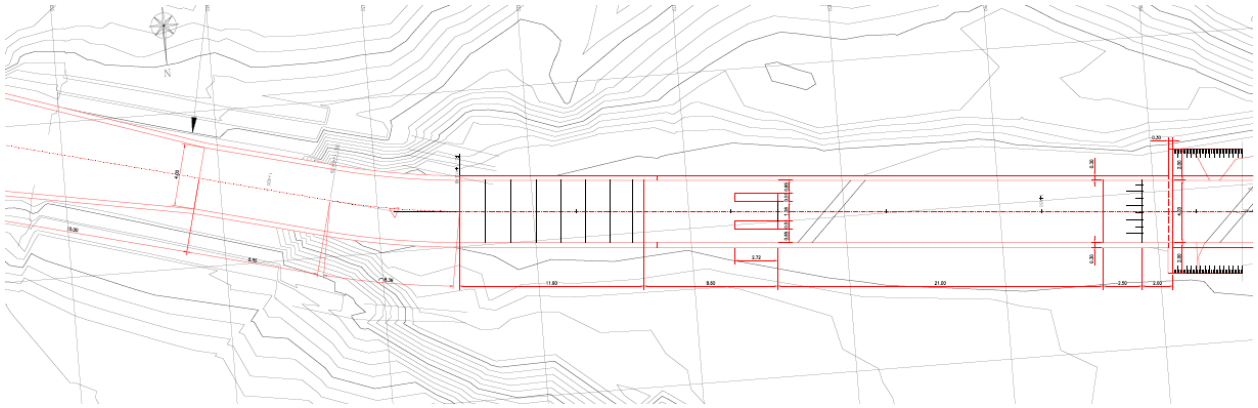


Figura 9 – Planta del rápido de descarga

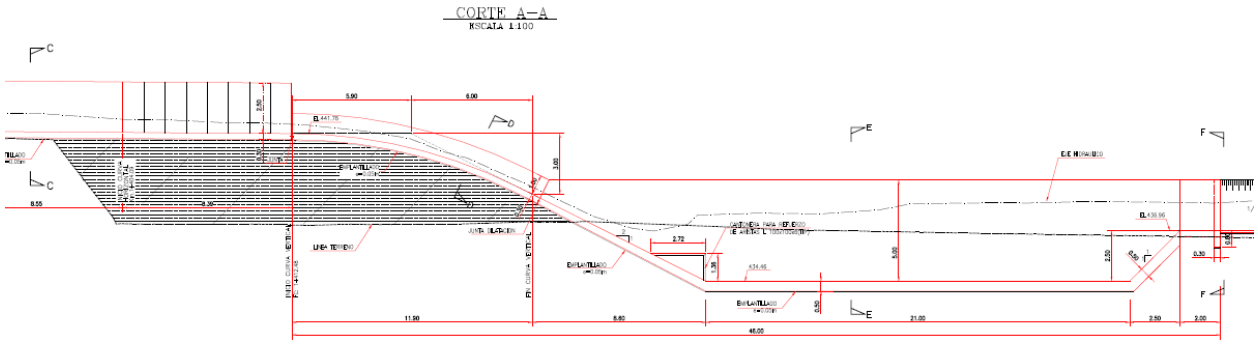


Figura 10 – Perfil longitudinal del rápido de descarga

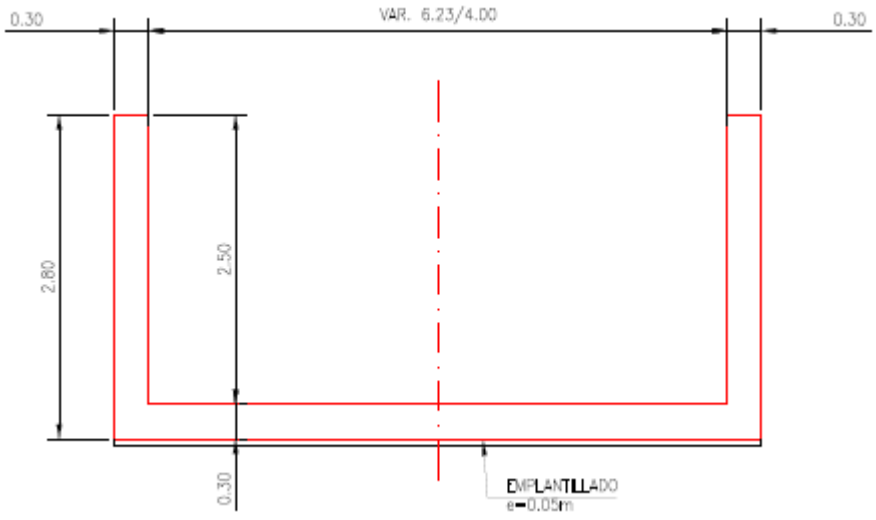


Figura 11 – Sección transversal aguas arriba en transición de entrada al rápido

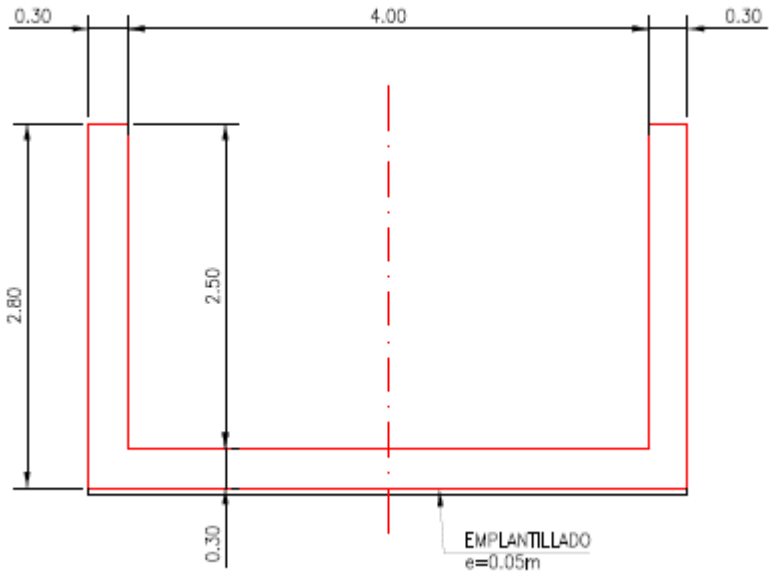


Figura 12 – Sección transversal aguas arriba en canal rectangular de entrada al rápido

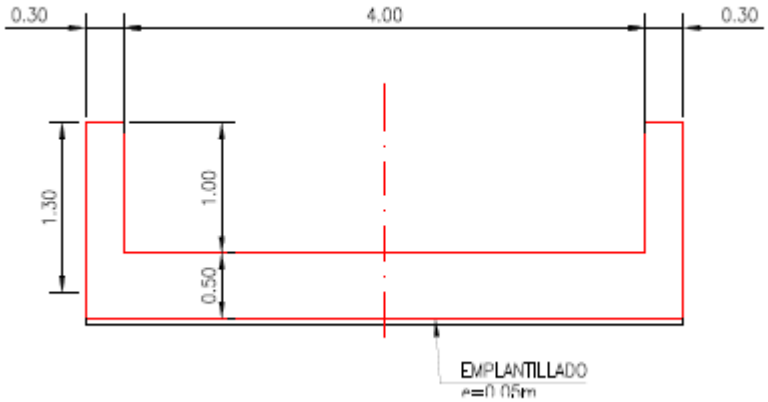


Figura 13 – Sección transversal en tramo inclinado

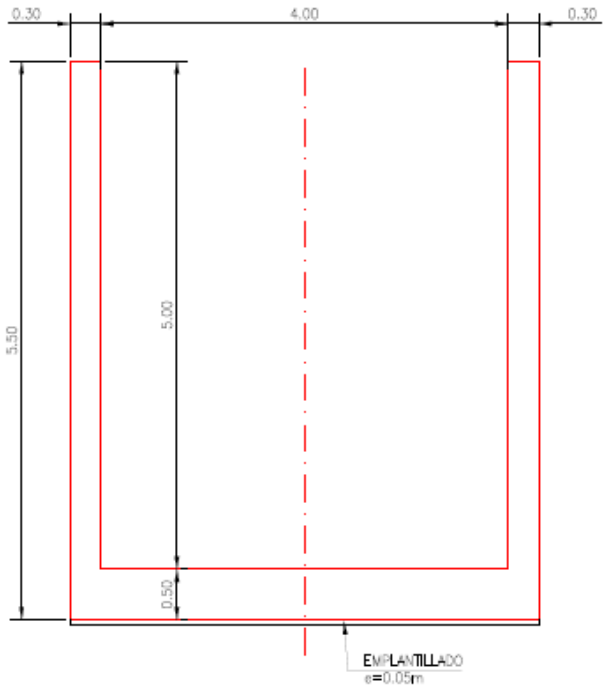


Figura 14 – Sección transversal en sector disipador aguas abajo

Para el diseño se cuenta con los siguientes antecedentes:

- Planos hidráulicos de planta y perfil longitudinal, más cortes
- Informe Referencial de Mecánica de Suelos (R&V Ingenieros, abril 2020)

Se realiza un modelo computacional de elementos finitos (placas) en programa Risa3D para la obra de desvío y transición, y análisis de secciones transversales del rápido, también en el mismo programa.

2. BASE DE CÁLCULO

La presente Base de Cálculo se sostiene fundamentalmente en lo expuesto en Cap. 7 del Manual de Drenaje Urbano del MOP (cap. Diseño estructural de obras), versión octubre 2013.

Cargas	Peso específico normal suelo relleno lateral:	2.0 ton/m^3
Materiales	Hormigón estructural:	G25
	Hormigón emplantillado:	G5
	γh (peso especifico hormigón):	2.5 ton/m^3
	Acero refuerzo (f_y=4200 kg/cm^2):	A630-420H
Datos del suelo	σ_{est} =	6.0 kg/cm^2
	σ_{sis} =	9.0 kg/cm^2
	k_{30} =	5.0 kg/cm^3
	ϕr (ángulo fricción)* =	35°
	Ko (constante de empuje en reposo)* =	0.426

*estos parámetros son típicos para un relleno granular de suelo sobre las paredes laterales de las cámaras. Los empujes laterales se tomarán en condición de reposo.

Datos sísmicos	Zona sísmica =	2
	Ao/g=	0.3
	Coef.Sís.máx.=	0.21
	C_R (coeficiente para empuje sísmico)* =	0,58

*para estructuras enterradas se considera como empuje sísmico la recomendación de la NCh433.2009, al aplicar la siguiente carga uniforme en toda la altura, considera que las cámaras son indeformables al estar enterradas y presentan una alta rigidez a la deformación lateral.

$$\sigma_s = 0{,}3*C_R*\gamma*h*Ao/g$$

Consideraciones especiales

- Para la obtención de esfuerzos se modelaron las estructuras con elementos finitos bidimensionales (placas) en programa RISA3D (obra de desvío y transición, mientras que para el rápido las secciones planas se modelaron con elementos del tipo frame.
- Respecto al análisis de estabilidad, las presiones sobre el suelo de fundación se obtienen del mismo modelo aplicando las combinaciones de carga indicadas en ítem 4.
- No se realizan análisis de deslizamiento ni volcamiento por la condición de enterramiento que hace casi imposible ambos fenómenos. Para el caso del rápido de descarga sí se realizan los correspondientes análisis de estabilidad al deslizamiento, volcamiento y flotación, en especial en el tramo inclinado de caída.
- La presión lateral del suelo sobre los muros se aplica en condición de empuje en reposo, salvo el caso de muros sin restricción de desplazamiento superior como del tipo cantiléver, donde se puede aplicar empuje en condición activo.
- Por seguridad de la obra se considera el caso en que la obra de desvío pueda estar absolutamente llena de agua en el interior (sin presión). Por lo anterior se considera un caso “normal” con obra llena y altura de agua 2,2m. Mismo criterio para la transición.
- Las armaduras mínimas (repartición) por criterio de retracción de fraguado y temperatura según norma británica BS 8007, según se expone en Manuel de Drenaje Urbano (Dictus-MOP).
- Pese a que no hay información de napa en la zona, se considera igualmente y como criterio de seguridad, que el suelo colindante que empuja a la obra de desvío podría estar eventualmente saturado y

produciendo empuje hidrostático desde el suelo a las paredes de la estructura.

Normas y criterios utilizados

- Cálculo de armaduras por método LRFD (cargas mayoradas y reducción de resistencia) indicado en código ACI 318-05.
- Validación de espesores por método de tensiones admisibles, a través de la verificación de ancho máximo de fisura para condición de servicio aplicando criterio de Gergely-Lutz.
- Verificación de armadura mínima por retracción y temperatura de acuerdo a norma británica BS8007.

3. MODELO DE ANÁLISIS OBRA DE DESVÍO

Se modela la obra de desvío en el programa de análisis RISA3D, utilizando elementos finitos del tipo “placa” o “shell”. Las placas utilizadas son del tipo rectangular de 20x20cm (en los sectores donde exista regularidad geométrica) para un mejor detallamiento. Las dimensiones interiores son las definidas por proyecto hidráulico y el objetivo de la presente memoria es definir los espesores y armaduras necesarias para cumplir con los requisitos de resistencia y servicio.

Para la vinculación con el suelo se considera lo siguiente:

- La Obra de Desvío se apoyan verticalmente sobre resortes de compresión con constante de balasto 5,0 kg/cm^3. El programa permite ingresar este valor asignado al balasto y lo convierte en un resorte traslacional (kg/cm) multiplicando la constante de balasto por el área tributaria del nodo respectivo.
- Para el modelo debe definirse si un resorte es de “tracción” o de “compresión”, para lo cual debe respetarse lo siguiente: Un resorte de compresión es aquel que funciona o “reacciona” para deformación en la dirección contraria al eje global.

3.1 CASOS Y COMBINACIONES DE CARGAS

Los siguientes casos de carga son considerados en todas las combinaciones (para el peso propio el programa da la opción de aplicarlo automáticamente con un factor “-1” en la dirección global “Y”). No se considera cobertura de suelo sobre la estructura.

BLC1 : peso propio
BLC2 : empuje exterior estático de suelo húmedo
BLC3 : empuje exterior estático de suelo sumergido
BLC4 : agua exterior (en el suelo)
BLC5 : agua interior normal (en tope cajón)

BLC6 : empuje sísmico transversal del suelo en -Z

BLC7 : empuje sísmico transversal del agua en -Z

BLC8 : sismo sobre la estructura en -Z

BLC9 : empuje sísmico transversal del suelo en Z

BLC10 : empuje sísmico transversal del agua en Z

BLC11 : sismo sobre la estructura en Z

Se muestran gráficamente estas aplicadas en el modelo:

En la Figura 7 se muestran los cortes transversales significativos para mostrar las cargas sobre el modelo.

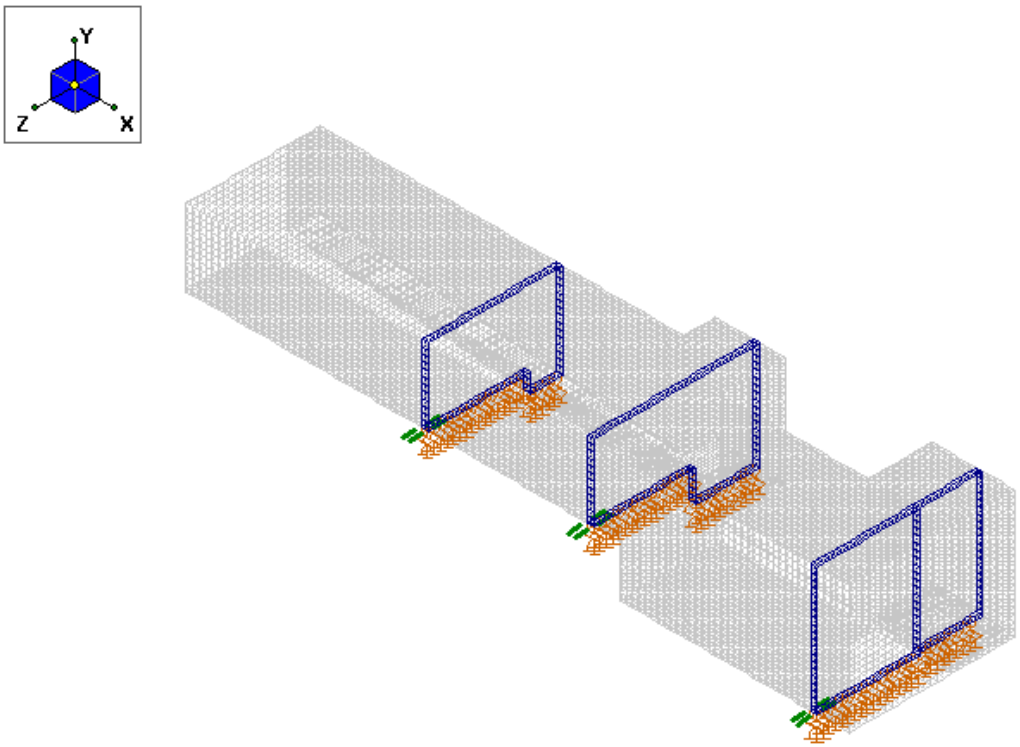


Figura 15 – Cortes seleccionados para mostrar las cargas

En las figuras el corte de la izquierda es ubicado aguas arriba (en el canal de descarga) y a la derecha el de aguas abajo pasando justo por la cámara de derivación.

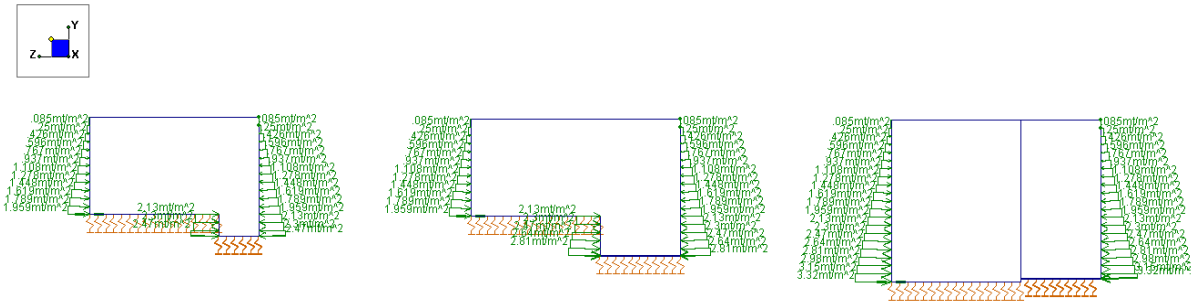


Figura 16 – Empuje estático de suelo húmedo

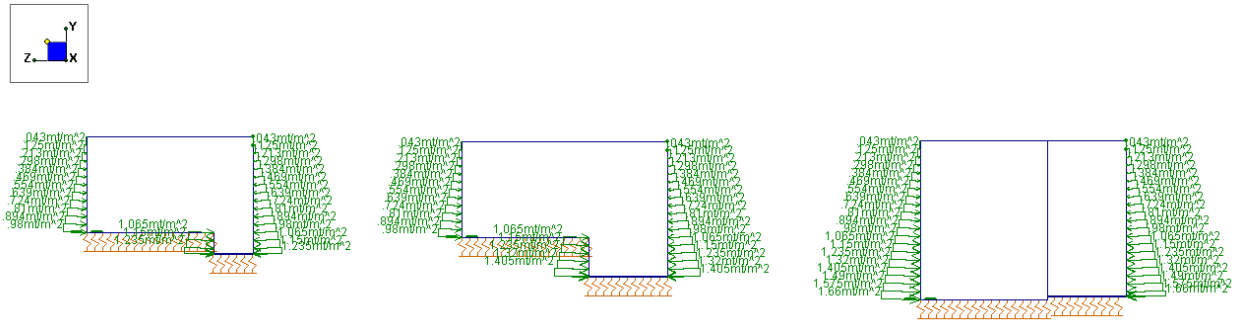


Figura 17 – Empuje estático de suelo sumergido (peso específico boyante)

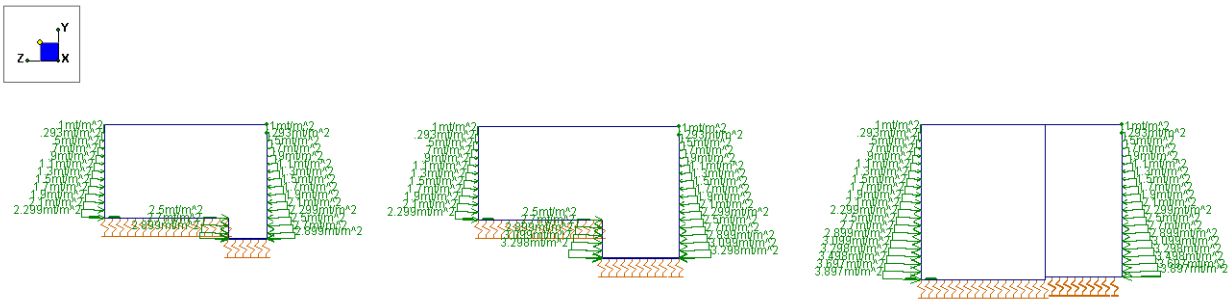


Figura 18 – Empuje de agua contenida en el suelo

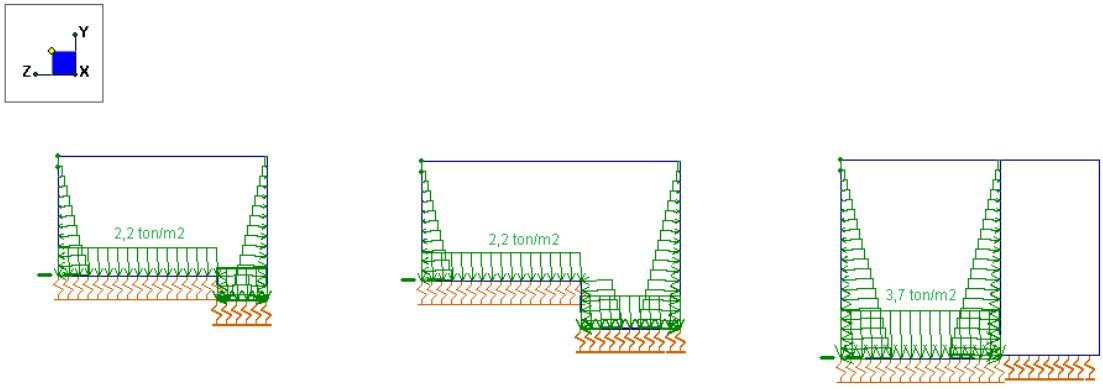


Figura 19 – Empuje de agua interior (cajón lleno)

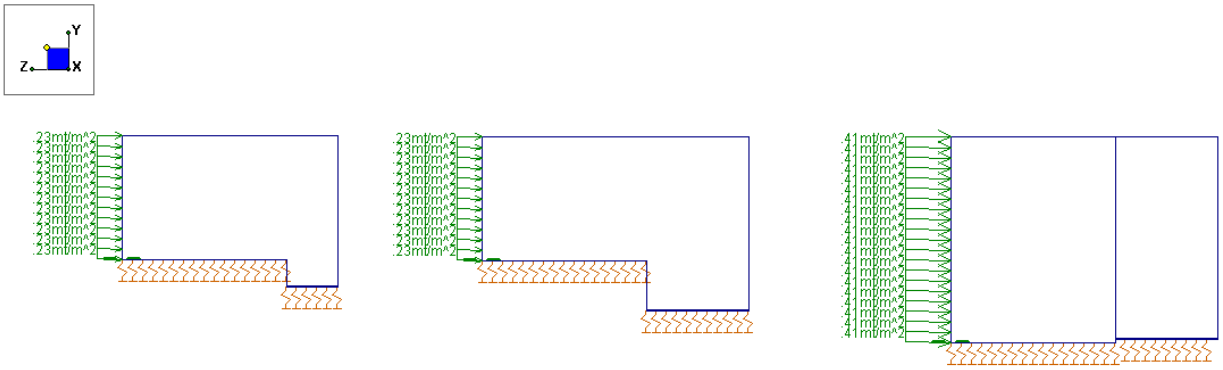


Figura 20 – sismo del suelo en -Z

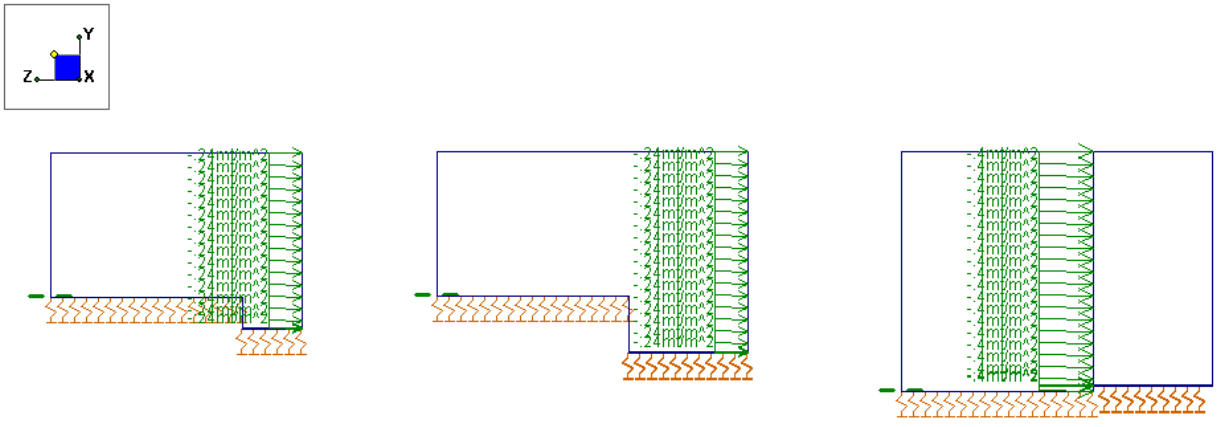


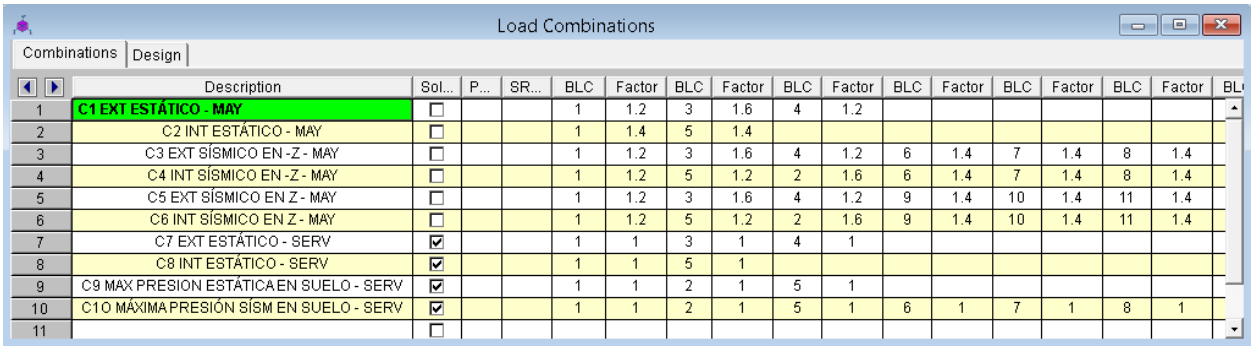
Figura 21 – Sismo del agua en –Z

Las cargas siguientes corresponden al sismo sobre la estructura que se representa con un factor (coeficiente sísmico) en la dirección Z y las cargas de sismo (suelo+agua+estructura) de igual forma que las figuras 12 y 13 pero en dirección opuesta.

Las combinaciones utilizadas son las siguientes:

C1 empuje estático exterior – may = 1,2BLC1 + 1,6BLC3 + 1,2BLC4
C2 empuje estático interior – may = 1,4BLC1 + 1,4BLC5
C3 empuje sísmico ext. en -Z – may = 1,2BLC1 + 1,6BLC3 + 1,2BLC4 + 1,4BLC6 + 1,4BLC7 + 1,4BLC8
C4 empuje sísmico int. en -Z – may = 1,2BLC1 + 1,2BLC5 + 1,6BLC2 + 1,4BLC6 + 1,4BLC7 + 1,4BLC8
C5 empuje sísmico ext. en Z – may = 1,2BLC1 + 1,6BLC3 + 1,2BLC4 + 1,4BLC9 + 1,4BLC10 + 1,4BLC11
C6 empuje sísmico int. en Z – may = 1,2BLC1 + 1,2BLC5 + 1,6BLC2 + 1,4BLC9 + 1,4BLC10 + 1,4BLC11
C7 empuje estático exterior – serv = BLC1 + BLC3 + BLC4
C8 empuje estático interior – serv = BLC1 + BLC5
C9 máxima presión estática en suelo – serv = BLC1 + BLC2 + BLC5
C10 máxima presión sísmica en suelo – serv = BLC1 + BLC2 + BLC5 + BLC6 + BLC7 + BLC8

Las mismas combinaciones se ingresan en modelo Risa3D



	Description	Sol...	P...	SR...	BLC	Factor	BLC	Factor	BLC	Factor	BLC	Factor	BLC	Factor	BLC	Factor	BLC	Factor	BL
1	C1 EXT ESTÁTICO - MAY	☐			1	1.2	3	1.6	4	1.2									
2	C2 INT ESTÁTICO - MAY	☐			1	1.4	5	1.4											
3	C3 EXT SÍSMICO EN -Z - MAY	☐			1	1.2	3	1.6	4	1.2	6	1.4	7	1.4	8	1.4			
4	C4 INT SÍSMICO EN -Z - MAY	☐			1	1.2	5	1.2	2	1.6	6	1.4	7	1.4	8	1.4			
5	C5 EXT SÍSMICO EN Z - MAY	☐			1	1.2	3	1.6	4	1.2	9	1.4	10	1.4	11	1.4			
6	C6 INT SÍSMICO EN Z - MAY	☐			1	1.2	5	1.2	2	1.6	9	1.4	10	1.4	11	1.4			
7	C7 EXT ESTÁTICO - SERV	☑			1	1	3	1	4	1									
8	C8 INT ESTÁTICO - SERV	☑			1	1	5	1											
9	C9 MAX PRESION ESTÁTICA EN SUELO - SERV	☑			1	1	2	1	5	1									
10	C10 MÁXIMA PRESIÓN SÍSM EN SUELO - SERV	☑			1	1	2	1	5	1	6	1	7	1	8	1			
11		☐																	

3.2. VERIFICACIÓN DE FISURACIÓN POR RETRACCIÓN Y TEMPERATURA

Para la armadura de repartición (retracción y temperatura) se recurre a lo indicado en norma británica BS8007, que exige una cuantía ρ mínima de $f_{ct}/f_y = 0.0031$ (en toda la cara), siendo f_{ct} la resistencia a tracción del hormigón al 3er día (13 kg/cm^2 aproximadamente para H-30) y f_y la fluencia del acero de refuerzo (4200 kg/cm^2). No obstante, deberá calcularse el ancho de fisura $w_{máx}$ de acuerdo a la siguiente expresión:

$$w_{máx} = s_{máx} \cdot R \cdot \alpha \cdot (T_1 + T_2)$$

donde :

$s_{máx}$ = separación máxima entre fisuras, en mm.

R = coeficiente de restricción 0.5 para estructuras totalmente restringidas.

α = coeficiente de dilatación térmica del hormigón (12 E-6/°C)

T_1 = Diferencia entre el valor máximo alcanzado por el calor de hidratación y la temperatura ambiente. Deberá tomarse como mínimo 18°.

T_2 = Variación de temperatura estacional de verano a invierno. Se deberá adoptar un valor no inferior a 24°.

Para espesor 30cm y doble malla 16a20 se tiene:

$$s_{máx} = f_{ct}/f_b \cdot \phi/2\rho = 13/24 \cdot 16/(2 \cdot 0.0067) = 647 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \quad w_{máx} = 0.16\text{mm menor a } 0.3\text{mm, cumple}$$

siendo :

f_{ct} = resistencia a la tracción del hormigón H-30 al 3er día.

f_b = tensión media de adherencia entre el hormigón y la barra de acero (para barras estriadas de acero este valor es 24 kg/cm^2 según BS8007).

ϕ = diámetro de la barra de refuerzo (16mm).

ρ = cuantía de acero de la sección completa.

Por lo tanto todas las secciones tendrán como armadura de repartición 16a20 en ambas caras, exterior e interior.

3.3. VERIFICACIÓN DE FISURACIÓN POR FLEXIÓN

Para el control de la fisuración local producida por flexión, se calcula el módulo de fisura Z a través de la siguiente expresión (Gergely-Lutz):

$$z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c A} \text{ , en ton/cm} \quad w_{máx} = 0{,}0132 \cdot Z(mm) \leq 0{,}2mm \qquad \text{Ec. [4]}$$

f_s: tensión de trabajo del acero, en ton/cm^2.

d_c: recubrimiento de la armadura al eje (5+ϕ/2, siendo ϕ el diámetro de la barra)

A: área cobaricéntrica de las armaduras, igual a $2 \cdot d_c \cdot s$, siendo s la separación de las armaduras.

La tensión f_s para condiciones de trabajo normal (en servicio) se calculará con la siguiente expresión:

$$1.15 \cdot \frac{M + N\left(d - \frac{h}{2}\right)}{(As \cdot d)} - \frac{N}{As}$$

donde M y N son los esfuerzos en la sección, mientras d es la altura útil ($h-d_c$), h es la altura de la sección y A_s es la armadura de tracción proporcionada. Esta fórmula es conservadora porque no considera el aporte de la armadura de compresión en la distribución de tensiones. Para este caso solo se considera la flexión producida por el momento M.

El criterio de aceptación del ancho de fisura, tanto para la flexión como para la retracción descrita en el punto siguiente, es w = 0.3mm.

3.4. CÁLCULOS DE ESFUERZOS Y RESULTADOS

Se muestran gráficamente los esfuerzos obtenidos del modelo Risa3D en las combinaciones más relevantes.

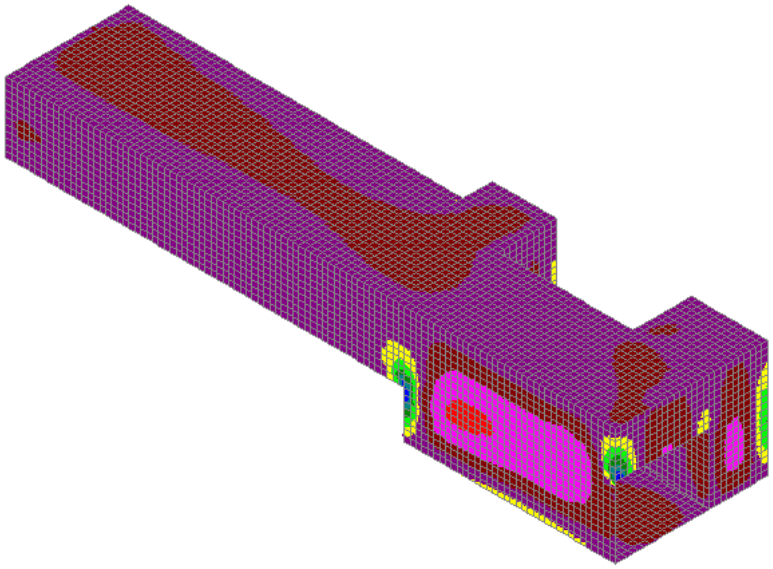


Figura 22 – Momento flector Mx para combinación C1

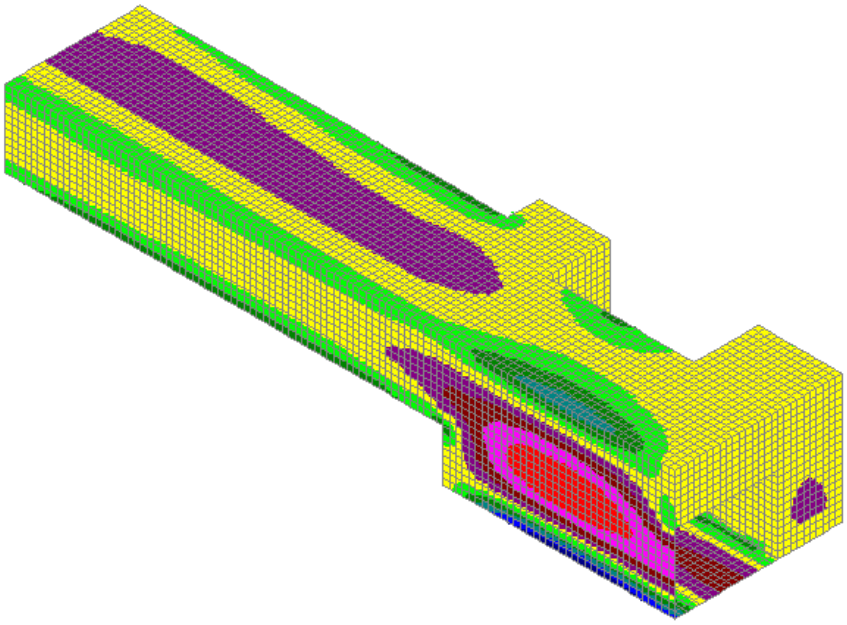


Figura 23 – Momento flector My para combinación C1

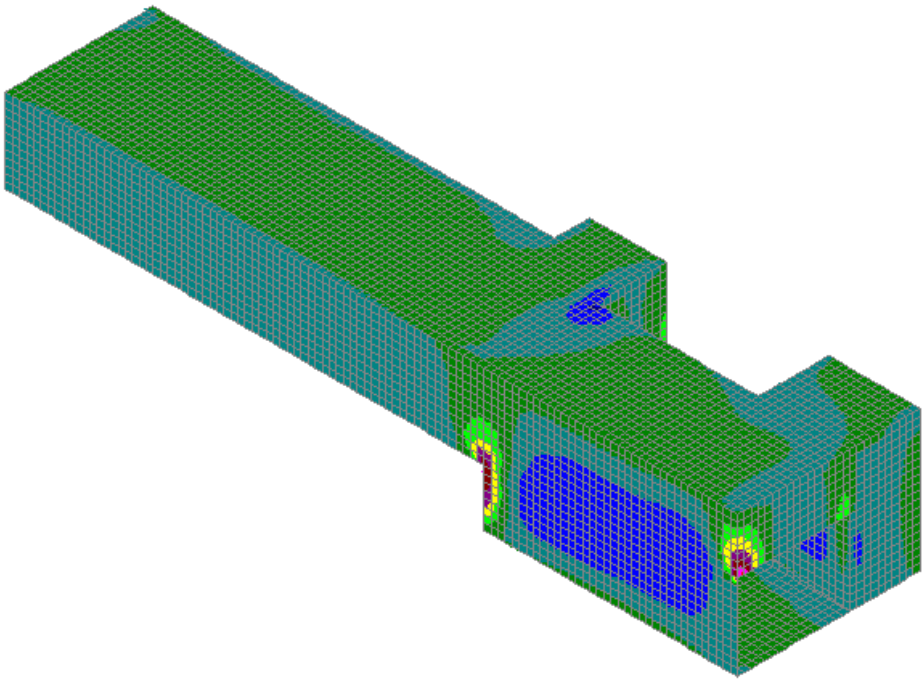


Figura 24 – Momento flector Mx para combinación C2

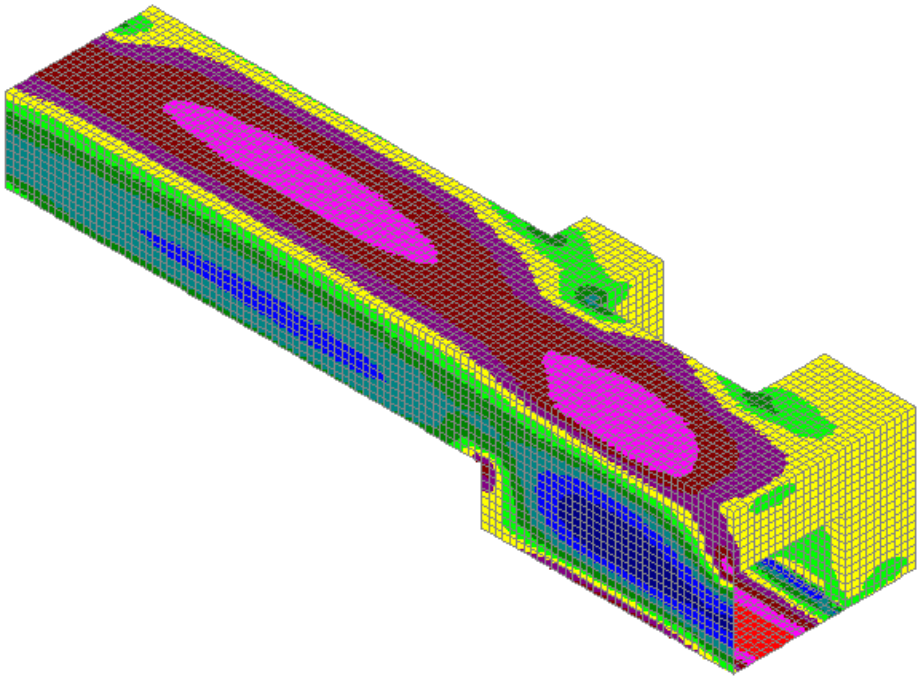


Figura 25 – Momento flector My para combinación C2

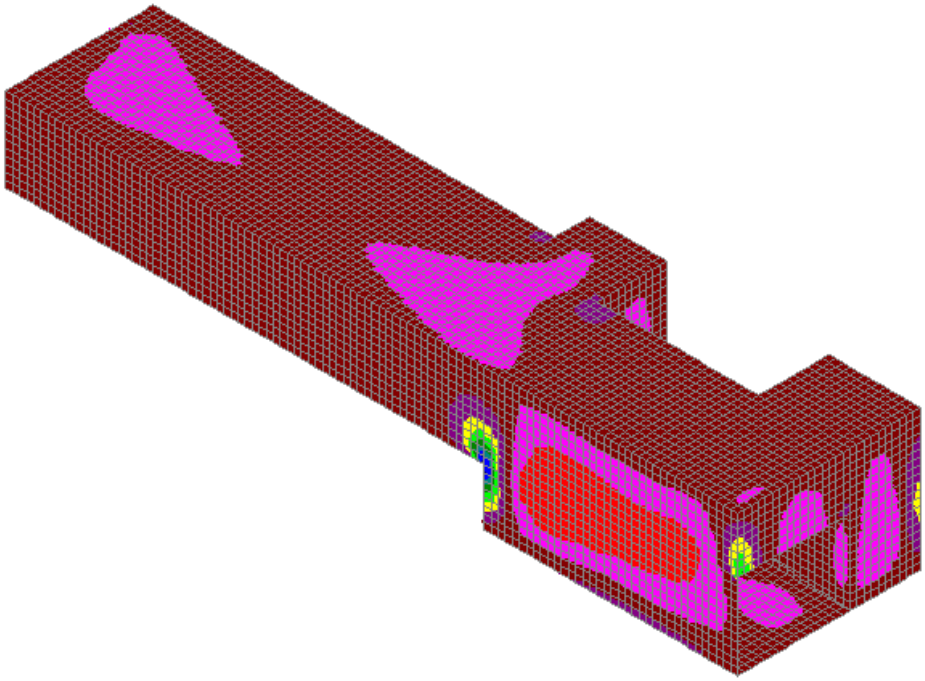


Figura 26 – Momento flector Mx para combinación C3

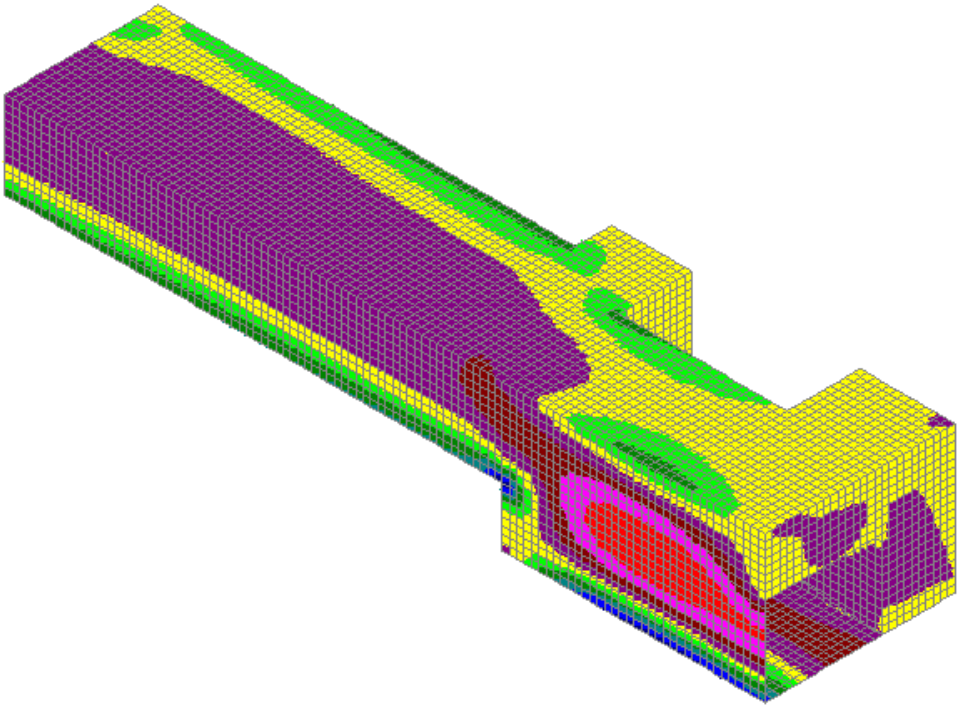


Figura 27 – Momento flector My para combinación C3

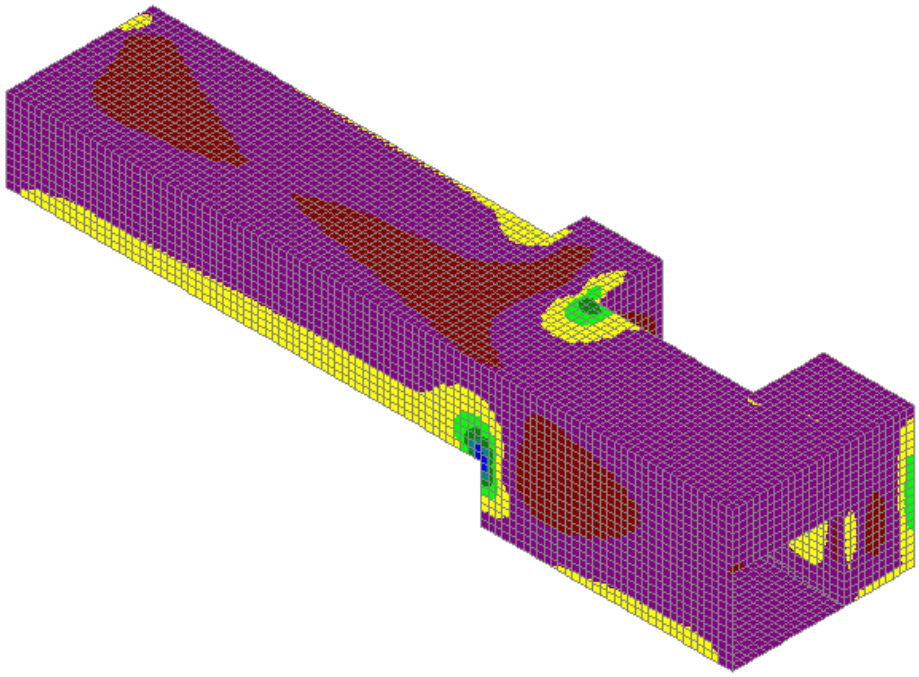


Figura 28 – Momento flector Mx para combinación C4

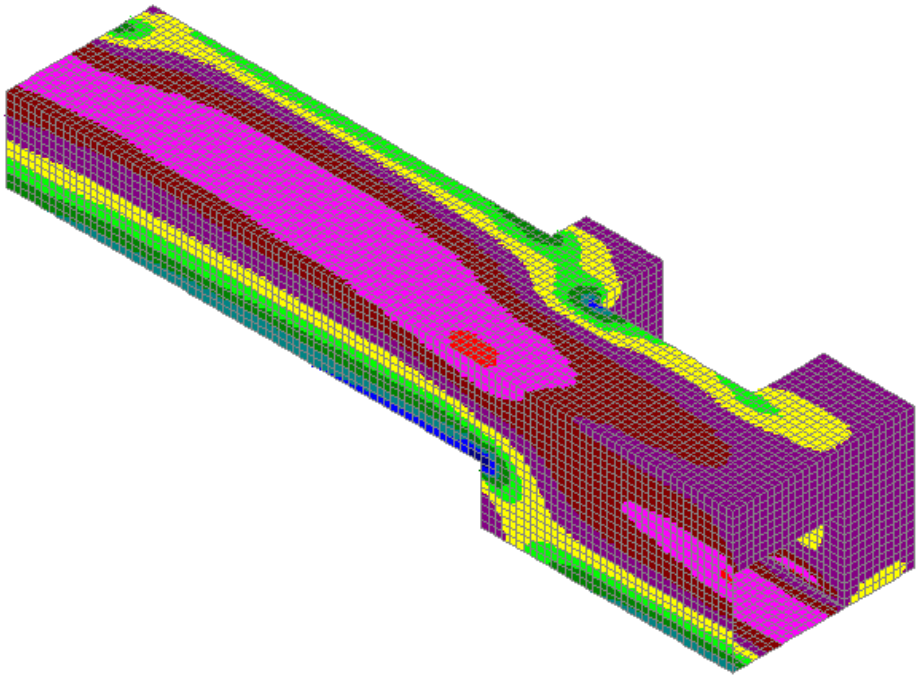


Figura 29 – Momento flector My para combinación C4

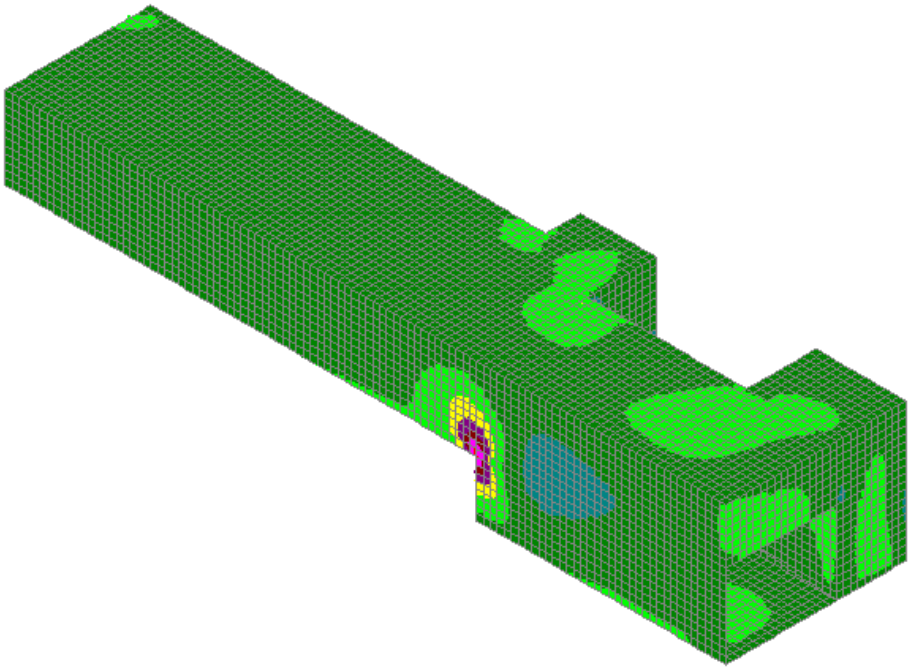


Figura 30 – Momento flector Mx para combinación C5

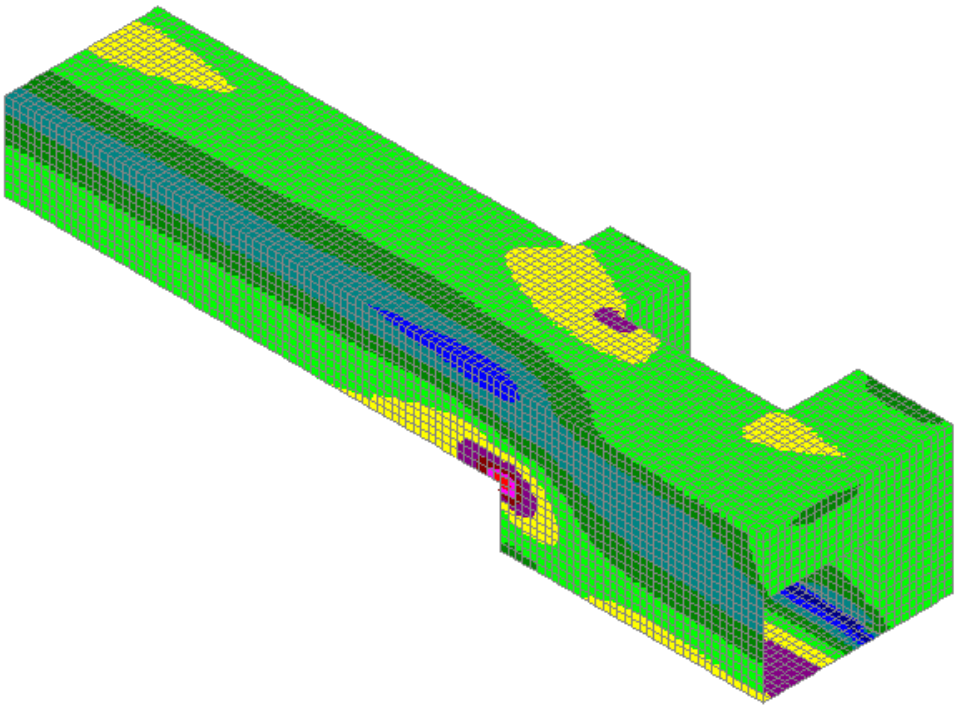


Figura 31 – Momento flector My para combinación C5

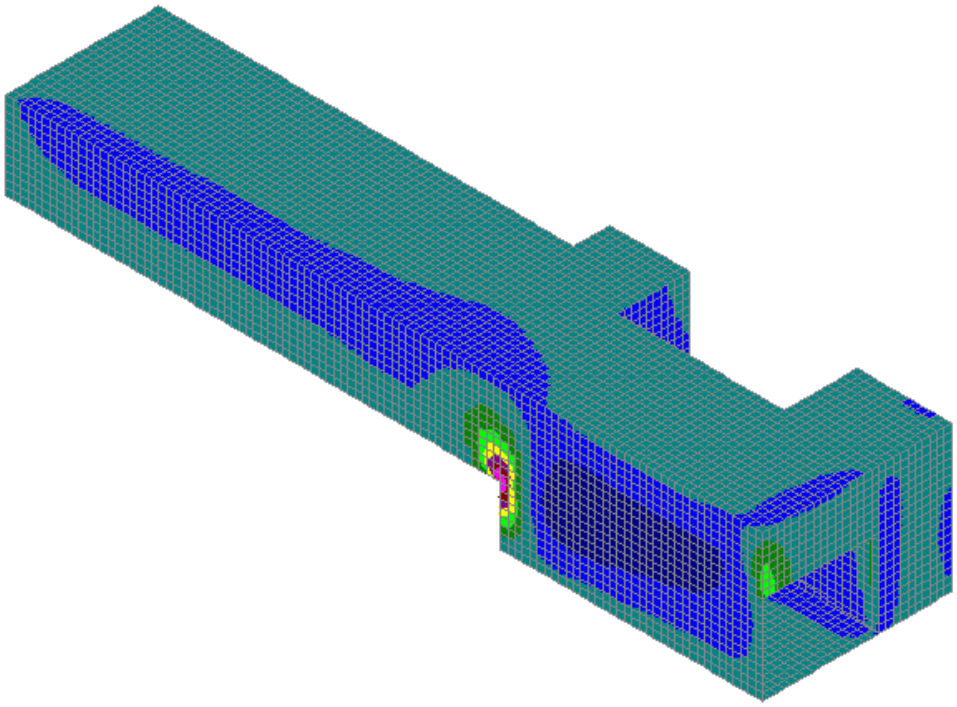


Figura 32 – Momento flector Mx para combinación C6

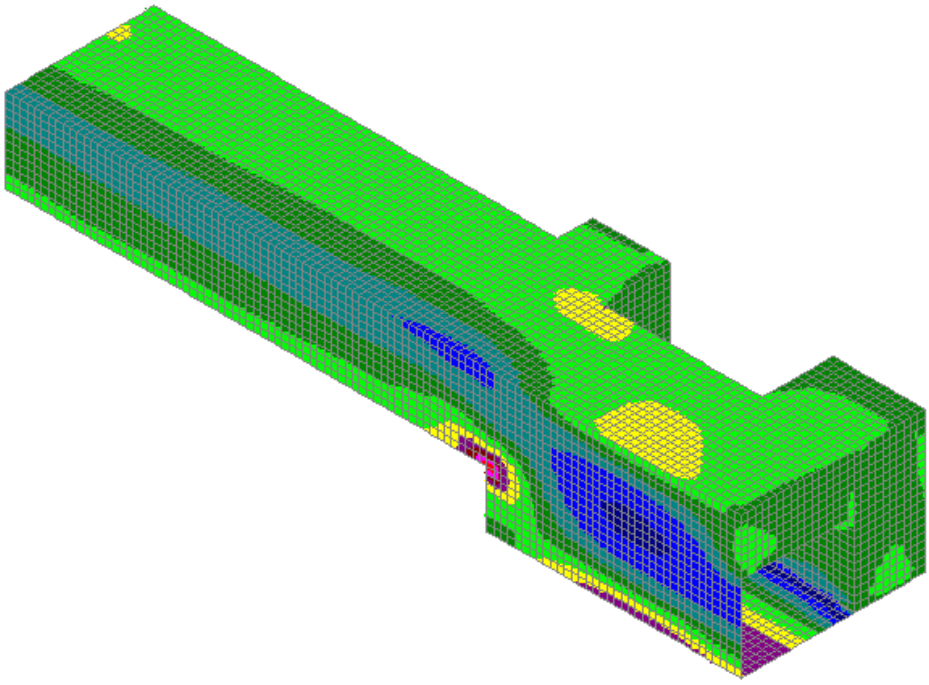


Figura 33 – Momento flector My para combinación C6

Para los esfuerzos que se indican en las tablas siguientes, se sigue la nomenclatura de elementos indicada a continuación.

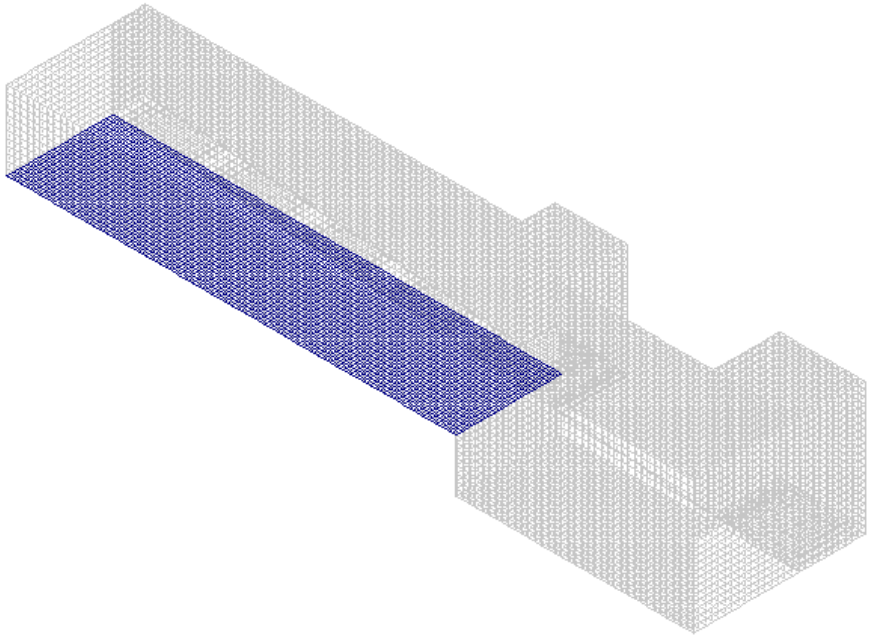


Figura 34 – Losa de fondo tipo "A" e=30cm

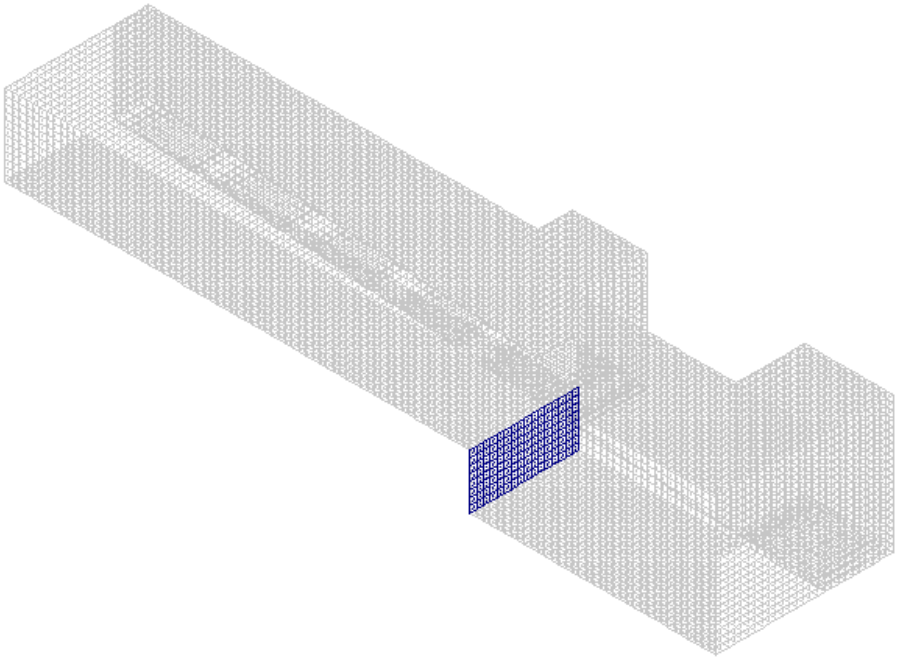


Figura 35 – Muro de fondo tipo "B" e=30cm

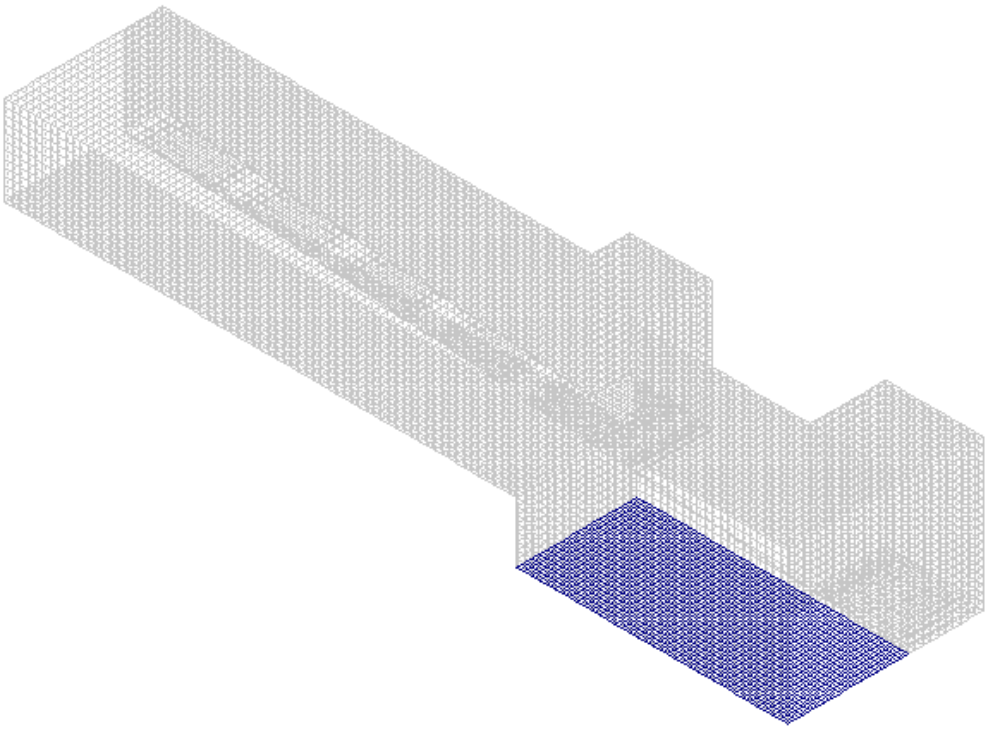


Figura 36 – Losa de fondo tipo "C" e=30cm

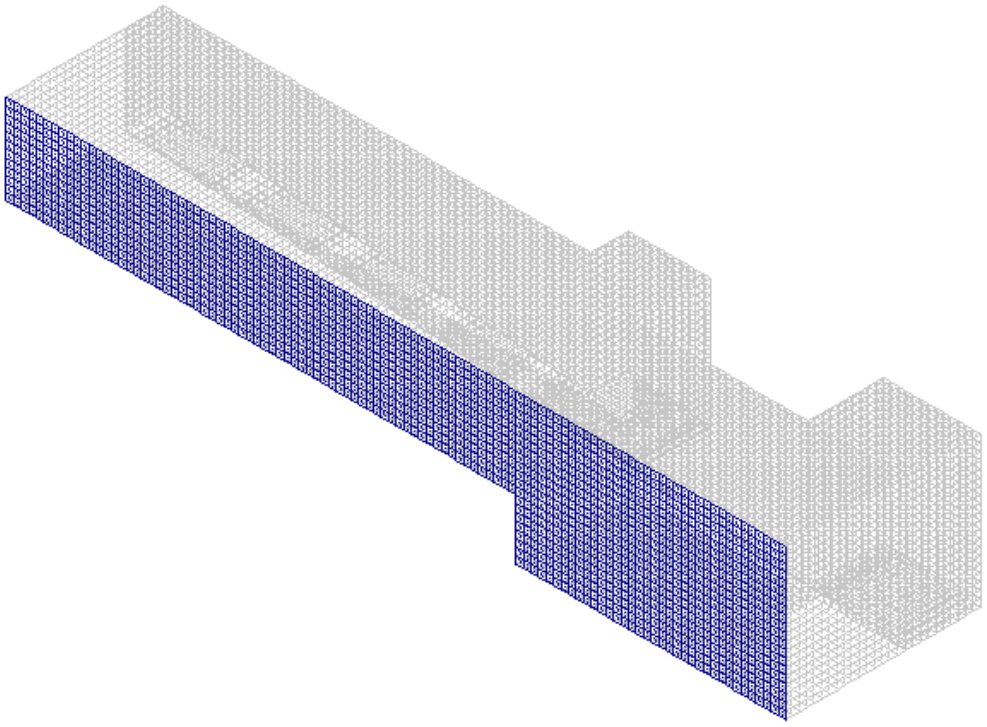


Figura 37 – Muro tipo "D" e=30cm

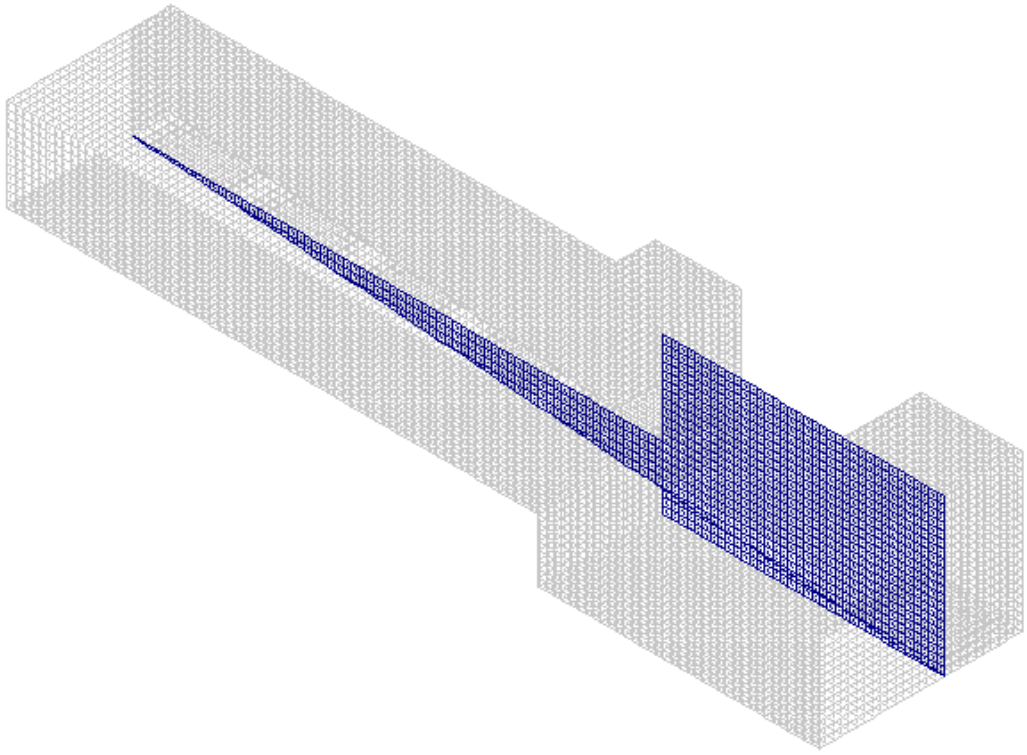


Figura 38 – Muro interior tipo “E” e=30cm

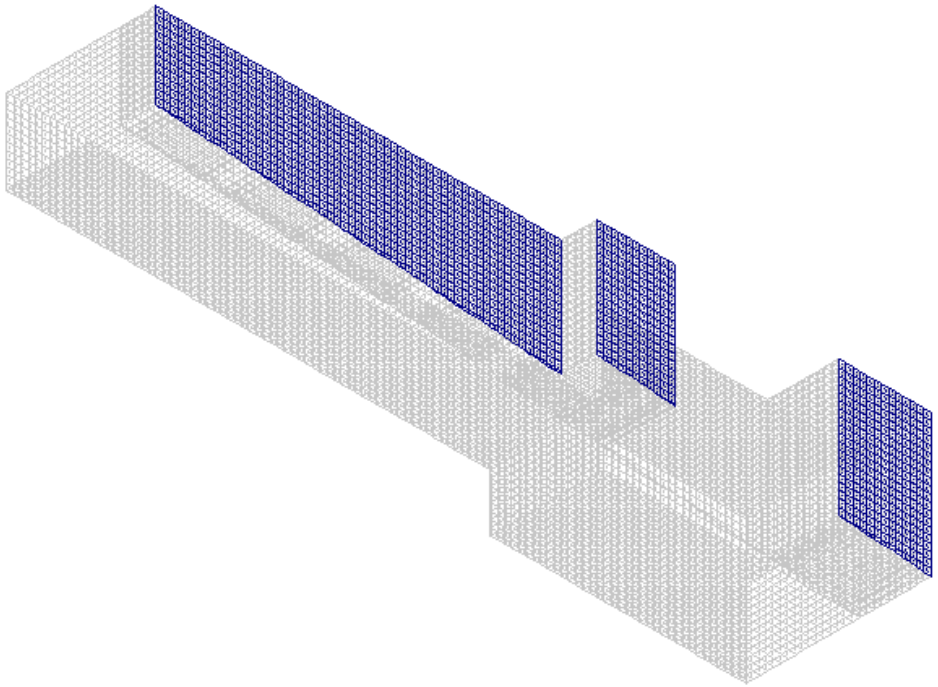


Figura 39 – Muro tipo “F” e=30cm

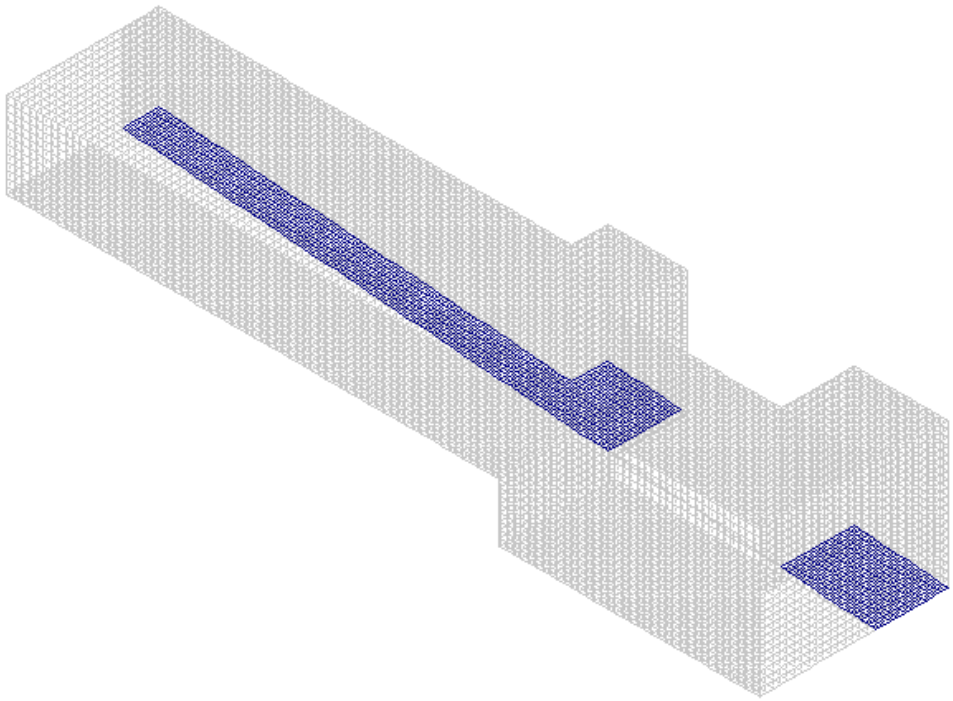


Figura 40 – Losa de fondo canal de descarga tipo "G" e=30cm

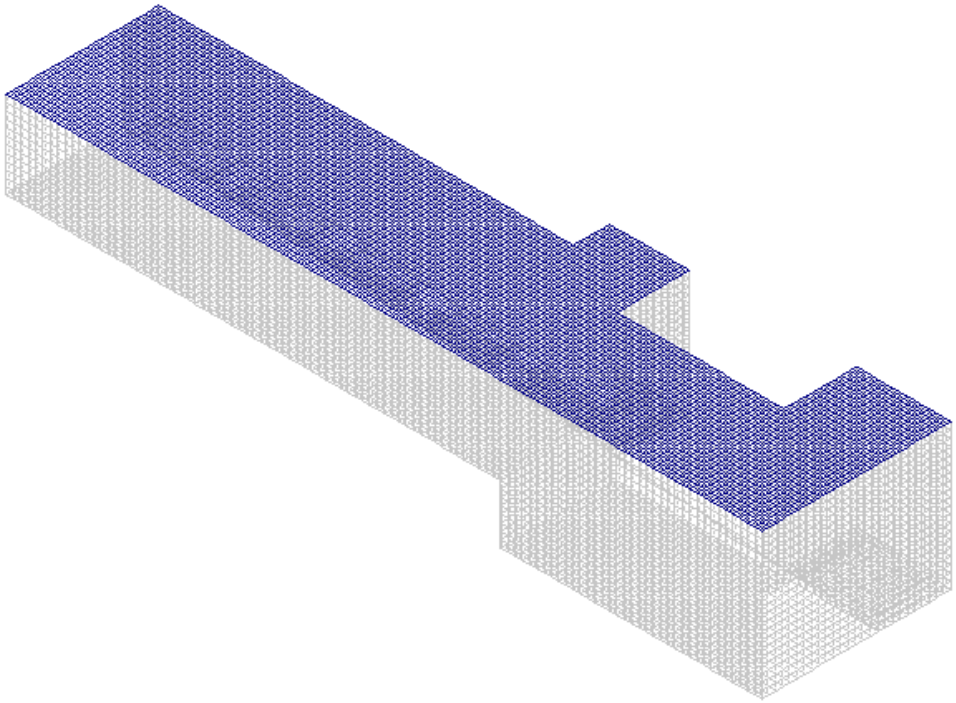


Figura 41 – Losa superior tipo "H" e=30cm

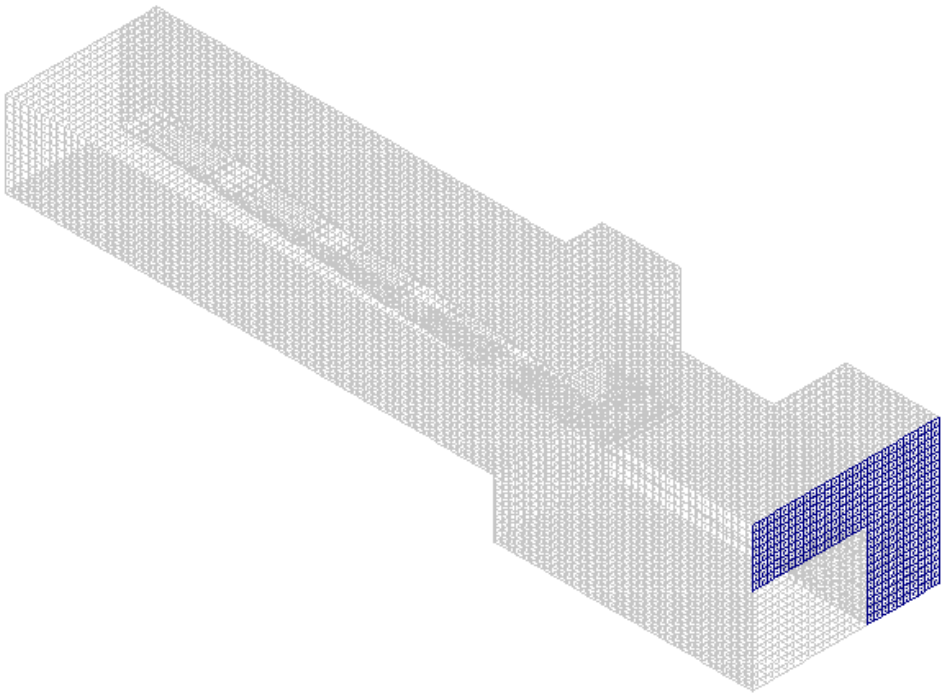


Figura 42 – Muro tipo "I" e=30cm

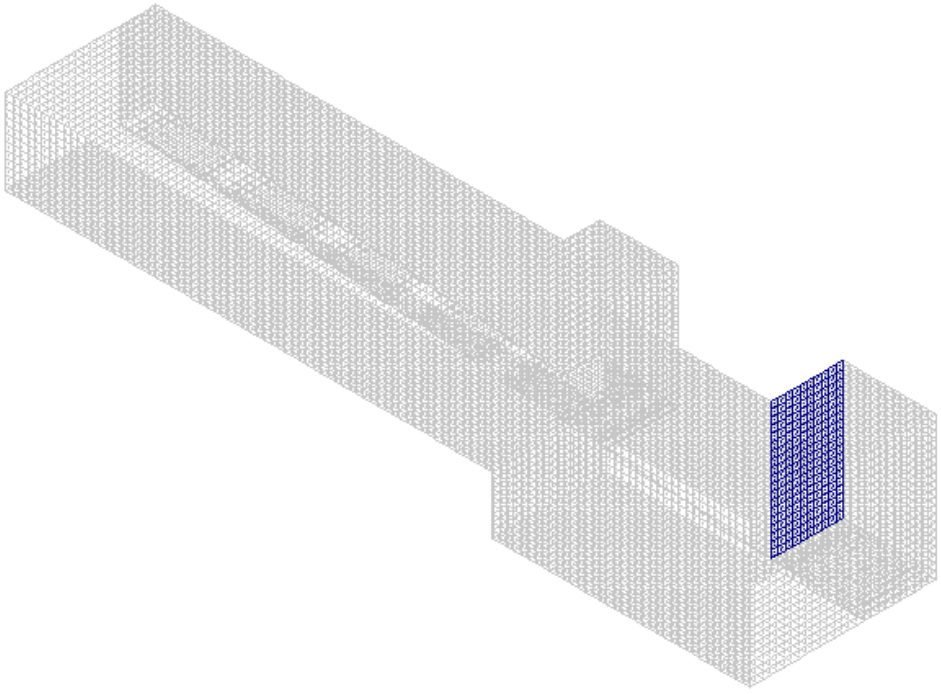


Figura 43 – Muro tipo "J" e=30cm

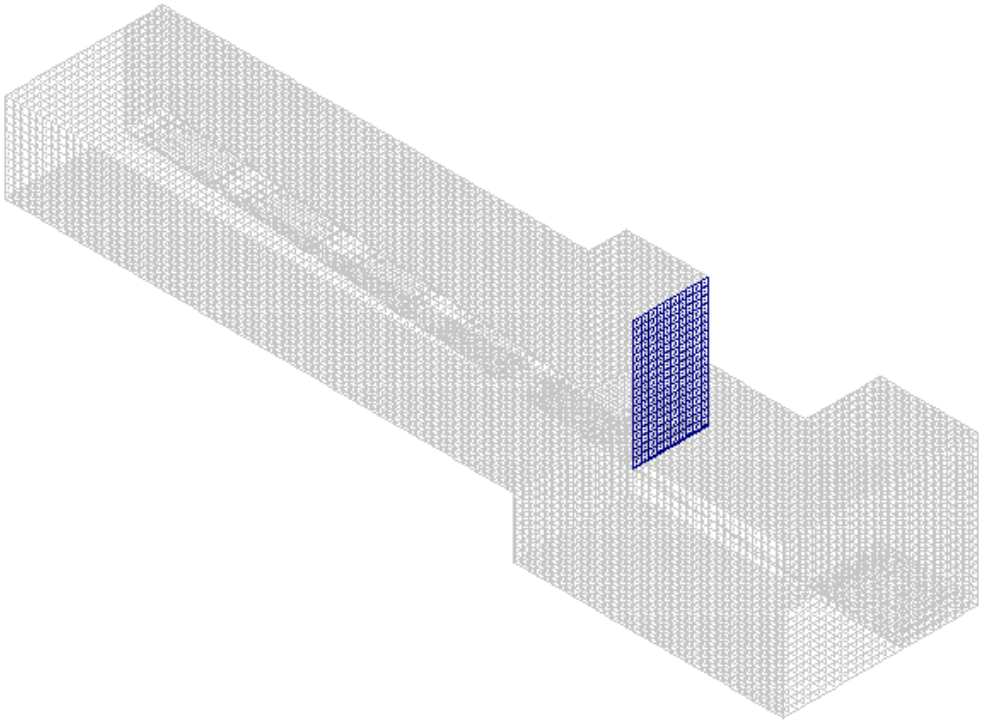


Figura 44 – Muro tipo “K” e=30cm

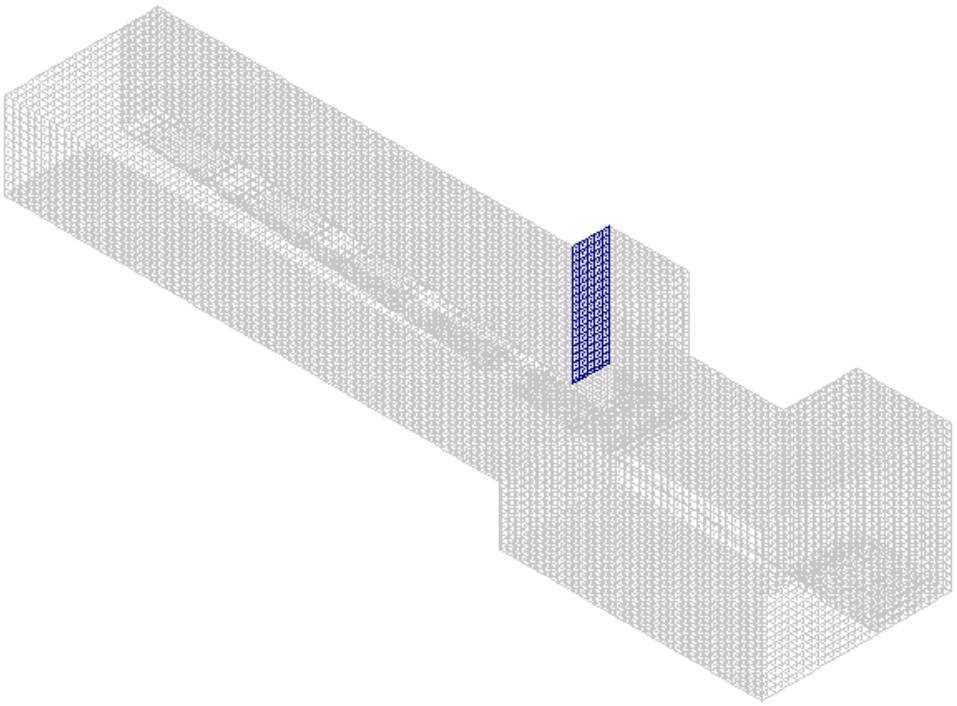


Figura 45 – Muro tipo “L” e=30cm

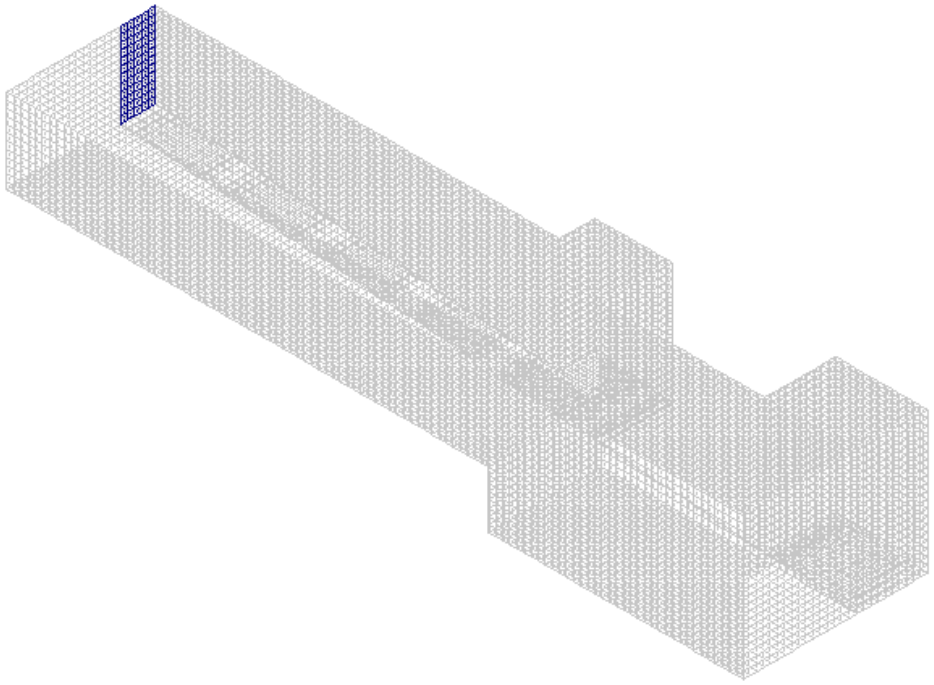


Figura 46 – Muro tipo "M" e=30cm

Las tablas siguientes muestran los resultados.

Tabla 1 – Esfuerzos máximos Mu C1 a C6 (mayoradas)

Elem	Mux_max ton*m	Comb	Muy_max ton*m	Comb
A	-2,43	5	9,45	6
B	10,01	6	-2,73	3
C	-1,90	5	-8,13	6
D	11,23	6	12,89	6
E	-5,20	5	8,83	6
F	2,29	6	-4,66	5
G	-1,82	5	-5,62	5
H	-1,98	4	4,86	5
I	4,05	2	-1,24	2
J	-1,83	3	-1,07	1
K	-4,96	5	-3,06	5
L	1,43	5	-1,70	2
M	1,12	2	-3,80	5

Tabla 2 – Armadura requerida por tipo de elemento

Elem	M ton*m	e cm	As_min cm2/m	As_req cm2/m	Dist	As_prop cm2/m
A	9,45	30	8,33	10.59	16a10	20,11
B	10,01	30	8,33	11.22	16a10	20,11
C	8,13	30	8,33	9.07	16a20	10,05
D	12,89	30	8,33	14.62	16a10	20,11
E	8,83	30	8,33	9.88	16a20	10,05
F	4,66	30	8,33	5.14	16a20	10,05
G	5,62	30	8,33	6.22	16a20	10,05
H	4,86	30	8,33	5.36	16a20	10,05
I	4,05	30	8,33	4.45	16a20	10,05
J	1,83	30	8,33	1.99	16a20	10,05
K	4,96	30	8,33	5.47	16a20	10,05
L	1,70	30	8,33	1.84	16a20	10,05
M	3,80	30	8,33	4.17	16a20	10,05

Tabla 3 – Fisuración "w" en condición de servicio (C7 a C12)

Elem	M ton*m	e cm	Dist	As cm2/m	fs kg/cm2	Z ton/cm	w mm
A	1,61	30	16a10	20,11	368	3,23	0,04
B	2,57	30	16a10	20,11	589	5,16	0,07
C	3,33	30	16a20	10,05	1521	16,80	0,22
D	3,10	30	16a10	20,11	709	6,21	0,08
E	2,43	30	16a20	10,05	1114	12,30	0,16
F	2,17	30	16a20	10,05	993	10,97	0,14
G	2,46	30	16a20	10,05	1125	12,42	0,16
H	1,82	30	16a20	10,05	832	9,18	0,12
I	2,89	30	16a20	10,05	1322	14,60	0,19
J	1,28	30	16a20	10,05	587	6,48	0,08
K	1,78	30	16a20	10,05	814	8,99	0,12
L	1,22	30	16a20	10,05	557	6,15	0,08
M	1,83	30	16a20	10,05	836	9,23	0,12

$w_{máx}$ < 0,3mm por lo tanto se cumple en todos los elementos con la condición de servicio, validando entonces también los espesores.

Para las presiones en el suelo en condición estática y sísmica se obtienen las reacciones verticales del modelo y se divide por la superficie de la placa 20x20xcm al tenerse una discrtización regular de las losas de fondo. Este proceso se lleva a cabo en una planilla excel y se obtienen las siguientes presiones en el suelo.

Max_est (ton)	0.31	presion (kg/cm2)	0.78	9
Max_sis (ton)	0.41	presion (kg/cm2)	1.03	10

Tanto para el caso estático ($\sigma_{máx}$ = 0,78 kg/cm^2) como para el caso sísmico (($\sigma_{máx}$ = 1,03 kg/cm^2 se obtienen presiones máximas menores a las admisibles)

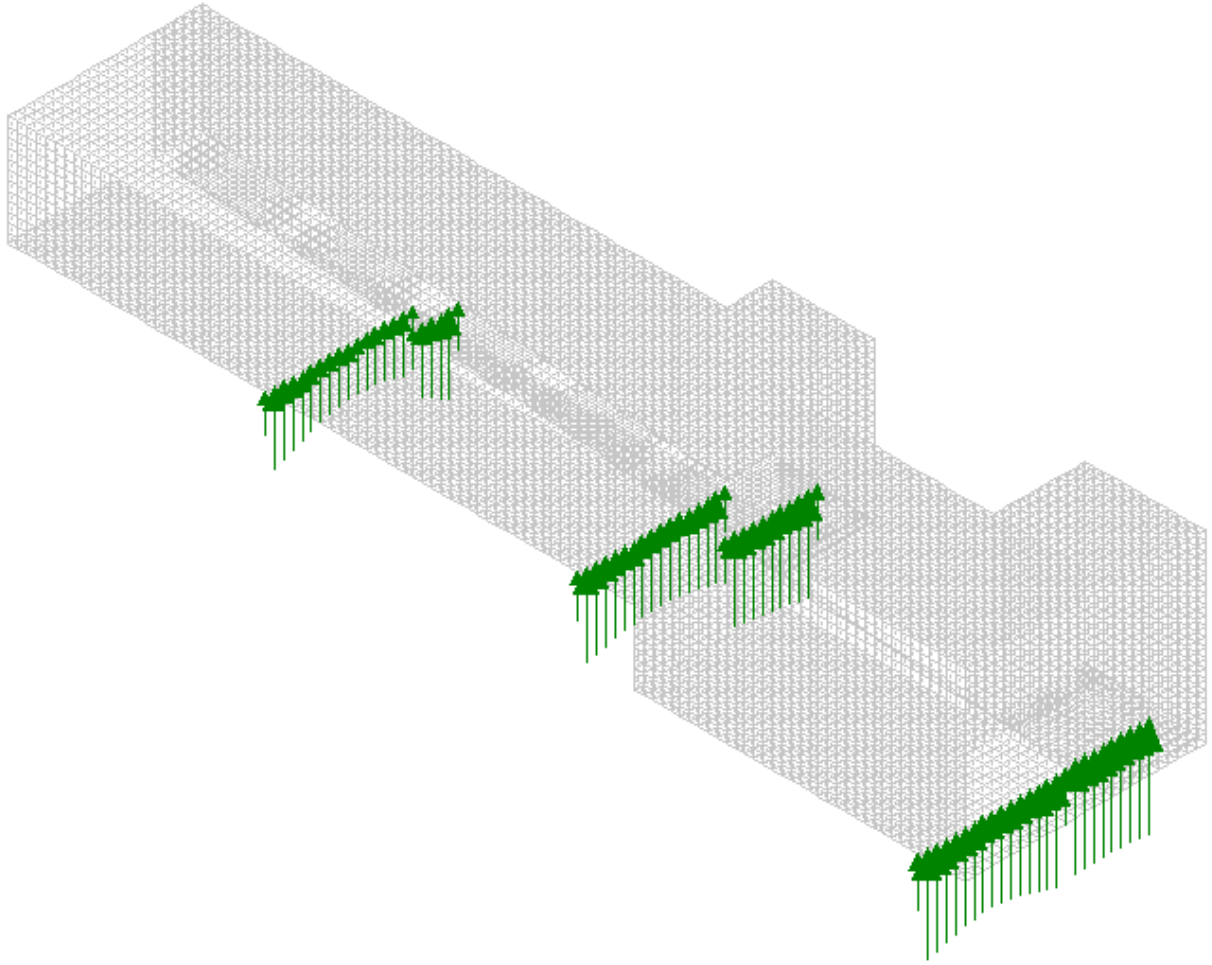


Figura 47 – Esquema de reacciones verticales sobre el suelo (en secciones seleccionadas)

4. MODELO DE ANÁLISIS TRANSICIÓN

Se modela la Transición en el programa de análisis RISA3D, utilizando elementos finitos del tipo “placa” o “shell”. Las placas utilizadas son del tipo rectangular de 20x20cm en todos los muros y elementos verticales, pero tienen sección variable en losa superior y losa de fondo, debido al ancho variable. Las dimensiones interiores son las definidas por proyecto hidráulico y el objetivo de la presente memoria es definir los espesores y armaduras necesarias para cumplir con los requisitos de resistencia y servicio.

Para la vinculación con el suelo se considera lo siguiente:

- La Transición se apoya verticalmente sobre resortes de compresión con constante de balasto 5,0 kg/cm^3. El programa permite ingresar este valor asignado al balasto y lo convierte en un resorte traslacional (kg/cm) multiplicando la constante de balasto por el área tributaria del nodo respectivo.
- Para el modelo debe definirse si un resorte es de “tracción” o de “compresión”, para lo cual debe respetarse lo siguiente: Un resorte de compresión es aquel que funciona o “reacciona” para deformación en la dirección contraria al eje global.

4.1 CASOS Y COMBINACIONES DE CARGAS

Los siguientes casos de carga son considerados en todas las combinaciones (para el peso propio el programa da la opción de aplicarlo automáticamente con un factor “-1” en la dirección global “Y”). Se considera cobertura de suelo de 50cm sobre la losa superior de la estructura y se incorpora a BLC1 peso propio.

BLC1 : peso propio
BLC2 : empuje exterior estático de suelo húmedo

BLC3 : empuje exterior estático de suelo sumergido

BLC4 : agua exterior (en el suelo)

BLC5 : agua interior (en h=2,2m)

BLC6 : empuje sísmico transversal del suelo en -Z

BLC7 : empuje sísmico transversal del agua en -Z

BLC8 : sismo sobre la estructura en -Z

Se muestran gráficamente estas aplicadas en el modelo:

En la Figura 40 se muestran el modelo geométrico de la transición y a continuación las cargas aplicadas (se muestra solo una sección transversal).

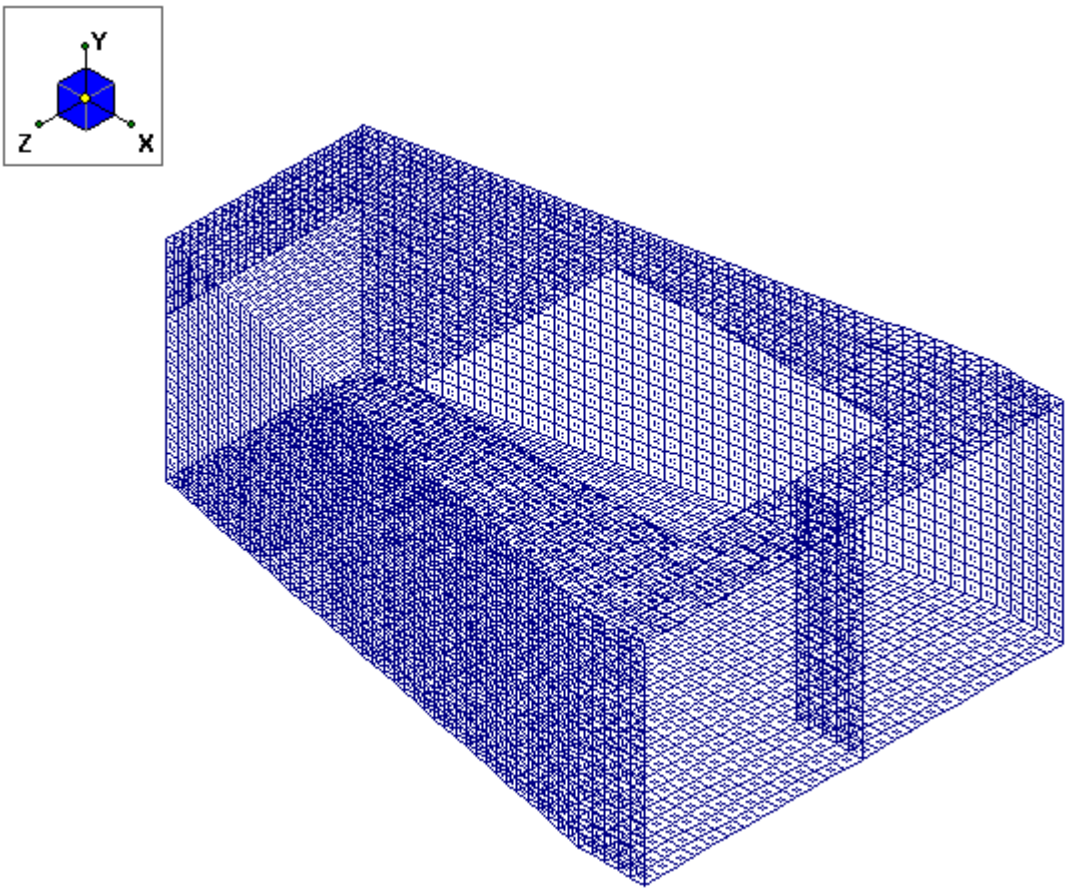


Figura 48 – Modelo de placas de la transición en Risa3D

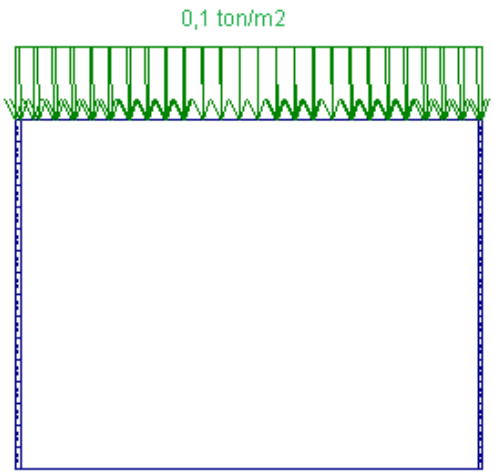


Figura 49 – Carga por peso propio BLC1 (se incluye cobertura de suelo 50cm)



Figura 50 – Empuje estático de suelo húmedo, BLC2



Figura 51 – Empuje estático de suelo sumergido (peso específico boyante), BLC3



Figura 52 – Empuje de agua contenida en el suelo, BLC4

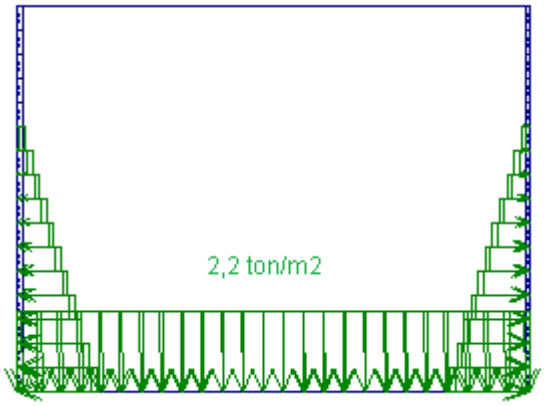


Figura 53 – Empuje de agua interior (cajón lleno), BLC5

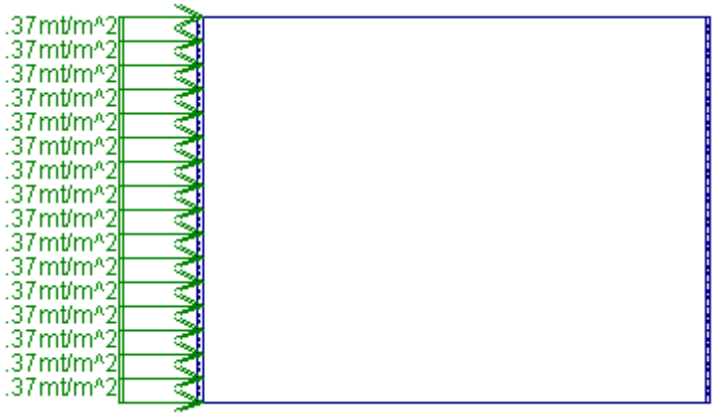


Figura 54 – sismo del suelo en -Z, BLC6

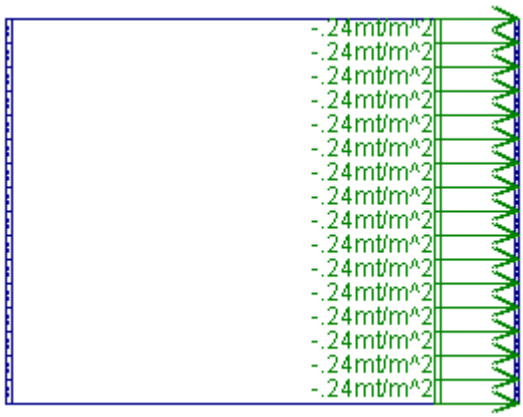


Figura 55 – Sismo del agua en –Z, BLC7

Las cargas siguientes corresponden al sismo sobre la estructura que se representa con un factor (coeficiente sísmico) en la dirección -Z, para BLC8.

Las combinaciones utilizadas son las siguientes, sacadas del modelo Risa3D.

Load Combinations

Combinations | Design

	Description	Sol...	P...	SR...	BLC	Factor	BLC	Factor	BLC	Factor	BLC	Factor	BLC	Factor	BLC	Factor	BLC
1	C1 EMPUJE EXTERIOR ESTÁTICO - MAY	☑			1	1.2	3	1.6	4	1.2							
2	C2 EMPUJE INTERIOR ESTÁTICO - MAY	☑			1	1.4	5	1.4									
3	C3 EMPUJE EXTERIOR SÍSMICO - MAY	☑			1	1.2	3	1.6	4	1.2	6	1.4	7	1.4	8	1.4	
4	C4 EMPUJE INTERIOR SÍSMICO - MAY	☑			1	1.2	2	1.6	5	1.2	6	1.4	7	1.4	8	1.4	
5	C5 EMPUJE EXTERIOR ESTÁTICO - SERV	☑			1	1	3	1	4	1							
6	C6 EMPUJE INTERIOR ESTÁTICO - SERV	☑			1	1	5	1									
7	C7 MÁXIMA PRESIÓN ESTÁTICA	☑			1	1	2	1	5	1							
8	C8 MÁXIMA PRESIÓN SÍSMICA	☑			1	1	2	1	5	1	6	1	7	1	8	1	

Para mayor claridad se exponen las mismas combinaciones de forma explícita:

C1 empuje exterior estático – may = 1,2LC1 + 1,6LC3 + 1,2LC4

C2 empuje interior estático – may = 1,4LC1 + 1,4LC5

C3 empuje exterior sísmico – may = 1,2LC1 + 1,6LC3 + 1,2LC4 + 1,4LC6 + 1,4LC7 + 1,4LC8

C4 empuje interior sísmico – may = 1,2LC1 + 1,6LC2 + 1,2LC5 + 1,4LC6 + 1,4LC7 + 1,4LC8

C5 empuje exterior estático – serv = LC1 + LC3 + LC4

C6 empuje interior estático – serv = LC1 + LC5

C7 máxima presión estática del suelo = LC1 + LC2 + LC5

C8 máxima presión sísmica del suelo = LC1 + LC2 + LC5 + LC6 + LC7 + LC8

4.2. VERIFICACIÓN DE FISURACIÓN POR RETRACCIÓN Y TEMPERATURA

Para la armadura de repartición (retracción y temperatura) se recurre al igual que para la obra de desvío según lo indicado en norma británica BS8007, que exige una cuantía ρ mínima de f_{ct}/f_y = 0.0031 (en toda la cara), siendo f_{ct} la resistencia a tracción del hormigón al 3er día (13 kg/cm^2 aproximadamente para H-30) y f_y la fluencia del acero de refuerzo (4200 kg/cm^2). No obstante, deberá calcularse el ancho de fisura $w_{máx}$ de acuerdo a la siguiente expresión:

$$w_{máx} = s_{máx} \cdot R \cdot \alpha \cdot (T_1 + T_2)$$

donde :

$s_{máx}$ = separación máxima entre fisuras, en mm.

R = coeficiente de restricción 0.5 para estructuras totalmente restringidas.

α = coeficiente de dilatación térmica del hormigón (12 E-6/°C)

T_1 = Diferencia entre el valor máximo alcanzado por el calor de hidratación y la temperatura ambiente. Deberá tomarse como mínimo 18°.

T_2 = Variación de temperatura estacional de verano a invierno. Se deberá adoptar un valor no inferior a 24°.

Para espesor 30cm y doble malla 16a20 se tiene:

$$s_{máx} = f_{ct}/f_b \cdot \phi/2\rho = 13/24 \cdot 16/(2 \cdot 0.0067) = 647 \text{ mm}$$

⇨ $w_{máx}$ = 0.16mm menor a 0.3mm, cumple

siendo :

f_{ct} = resistencia a la tracción del hormigón H-30 al 3er día.

f_b = tensión media de adherencia entre el hormigón y la barra de acero (para barras estriadas de acero este valor es 24 kg/cm^2 según BS8007).

ϕ = diámetro de la barra de refuerzo (16mm).

ρ = cuantía de acero de la sección completa.

Por lo tanto todas las secciones tendrán como armadura de repartición 16a20 en ambas caras, exterior e interior.

4.3 CÁLCULOS DE ESFUERZOS Y RESULTADOS

Se muestran gráficamente los esfuerzos obtenidos del modelo Risa3D en las combinaciones más relevantes.

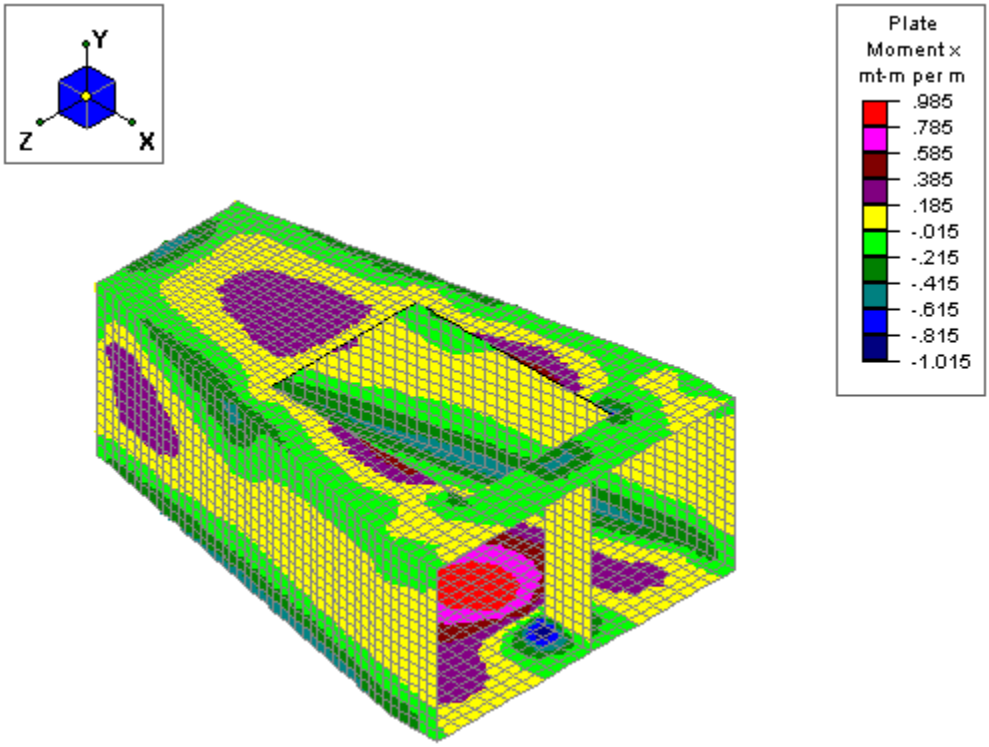


Figura 56 – Momento flector Mx para combinación C1

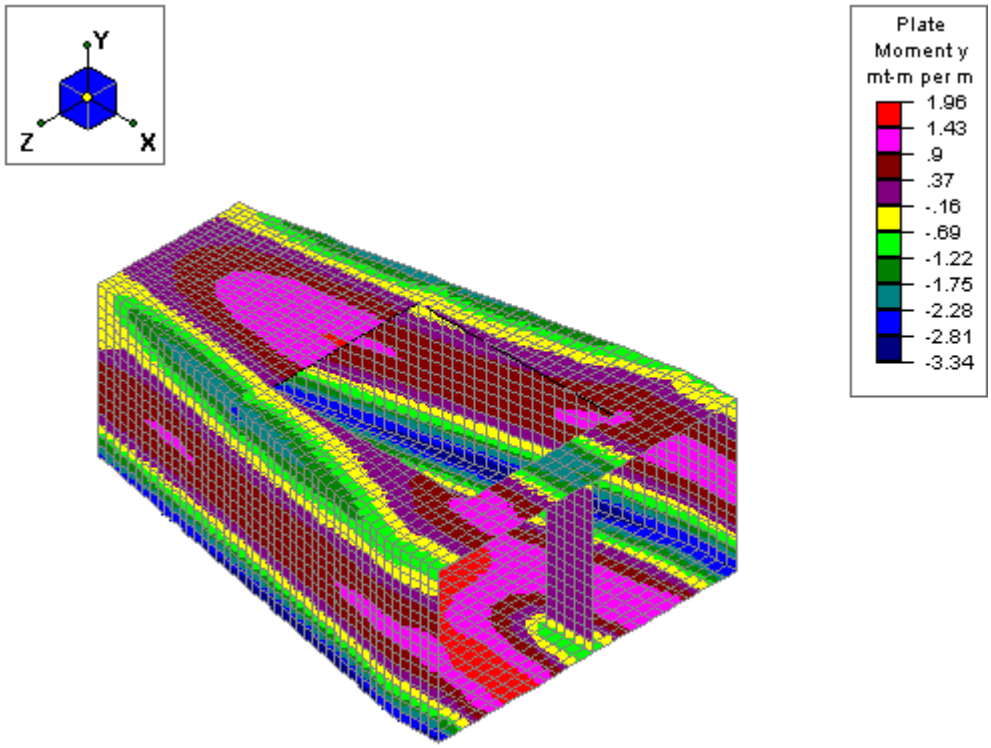


Figura 57 – Momento flector My para combinación C1

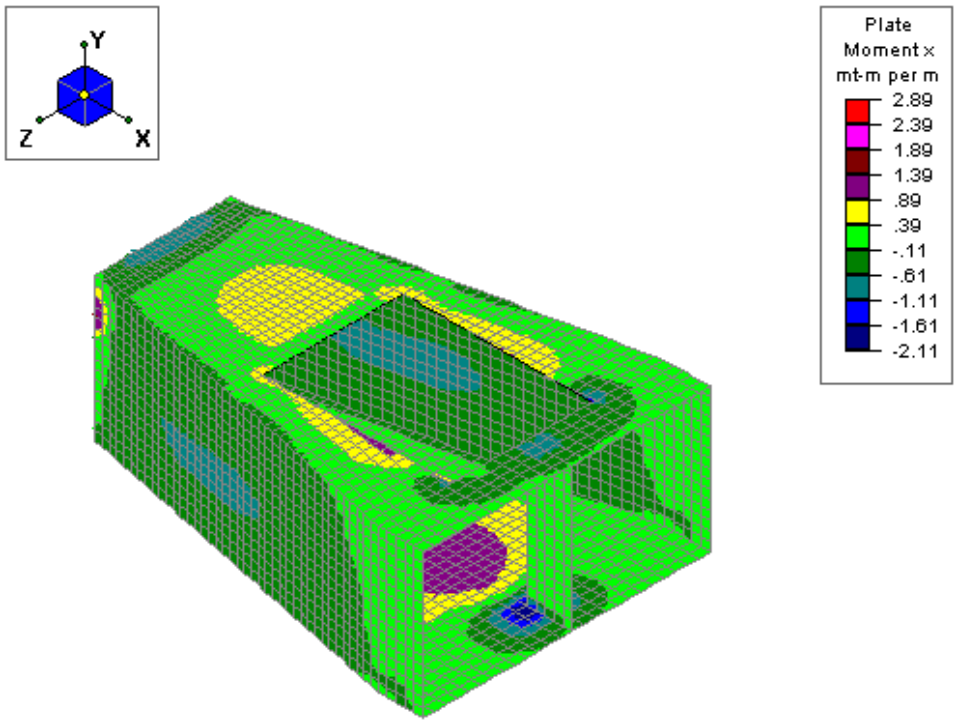


Figura 58 – Momento flector Mx para combinación C2

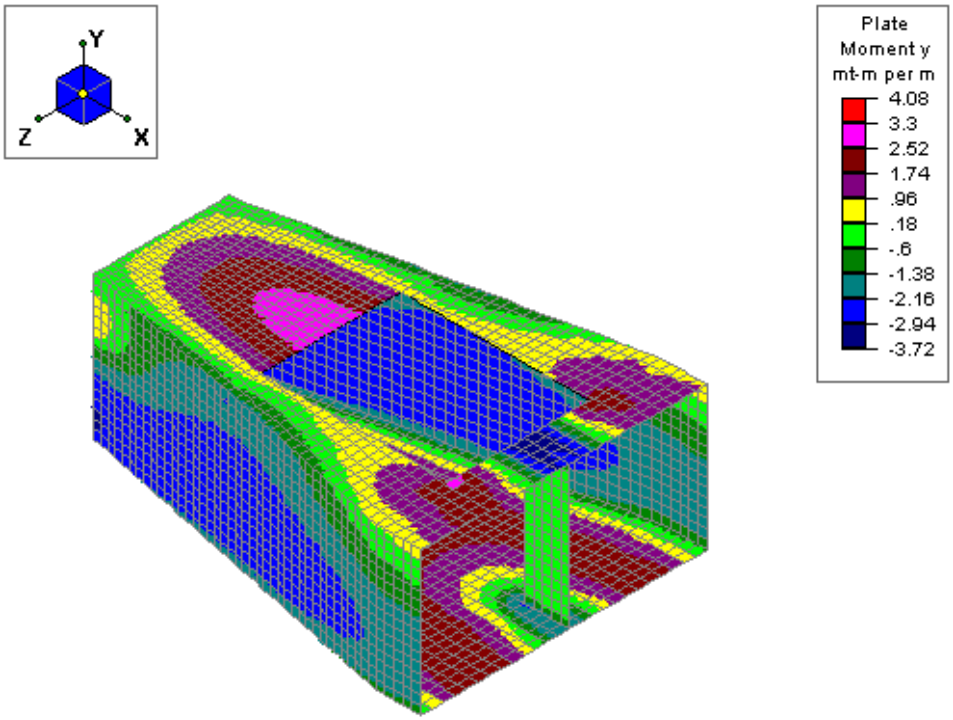


Figura 59 – Momento flector My para combinación C2

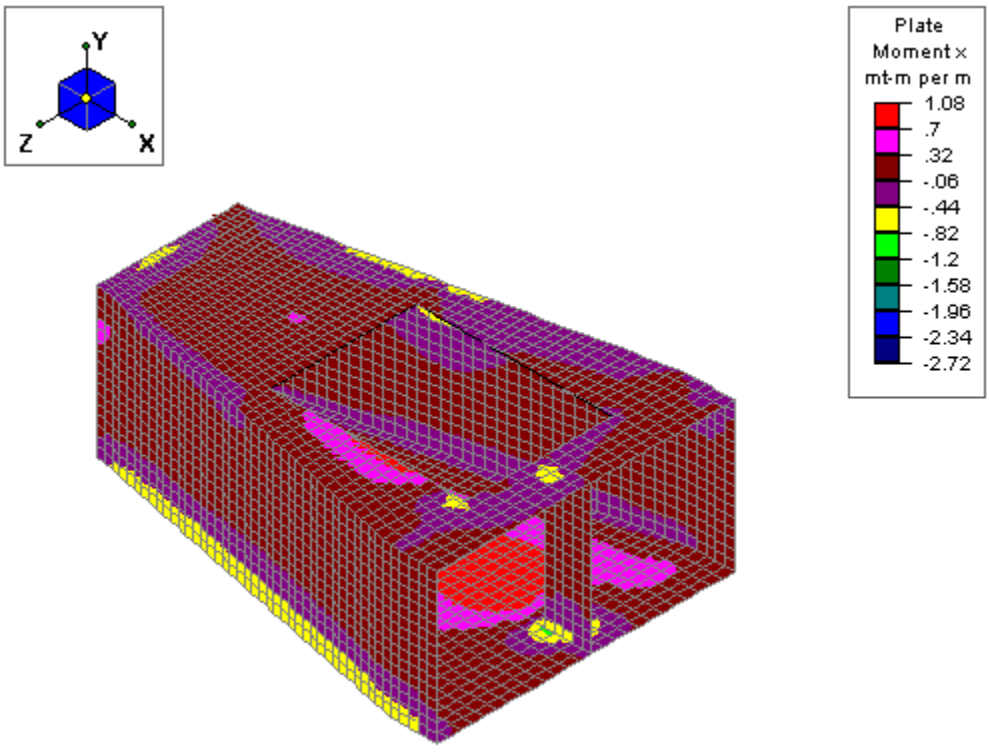


Figura 60 – Momento flector Mx para combinación C3

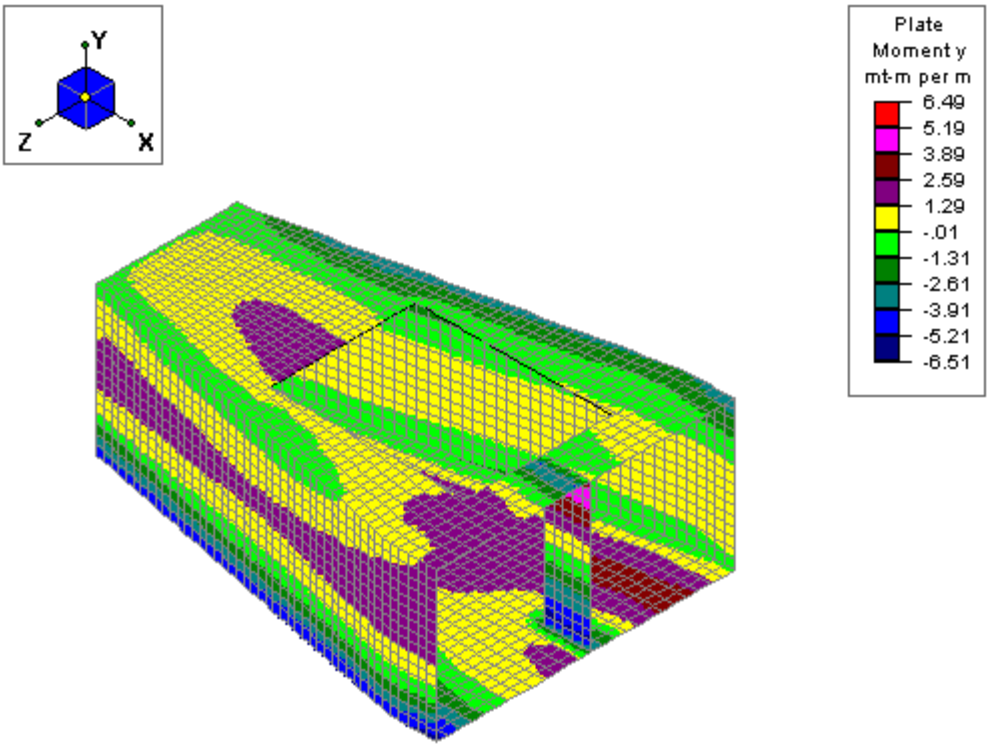


Figura 61 – Momento flector My para combinación C3

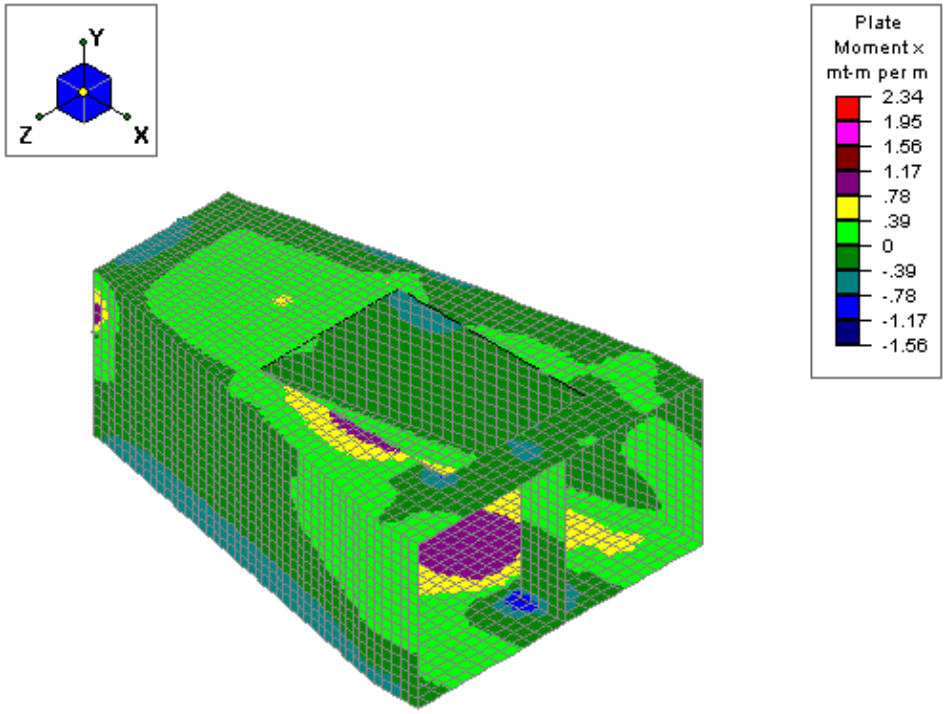


Figura 62 – Momento flector Mx para combinación C4

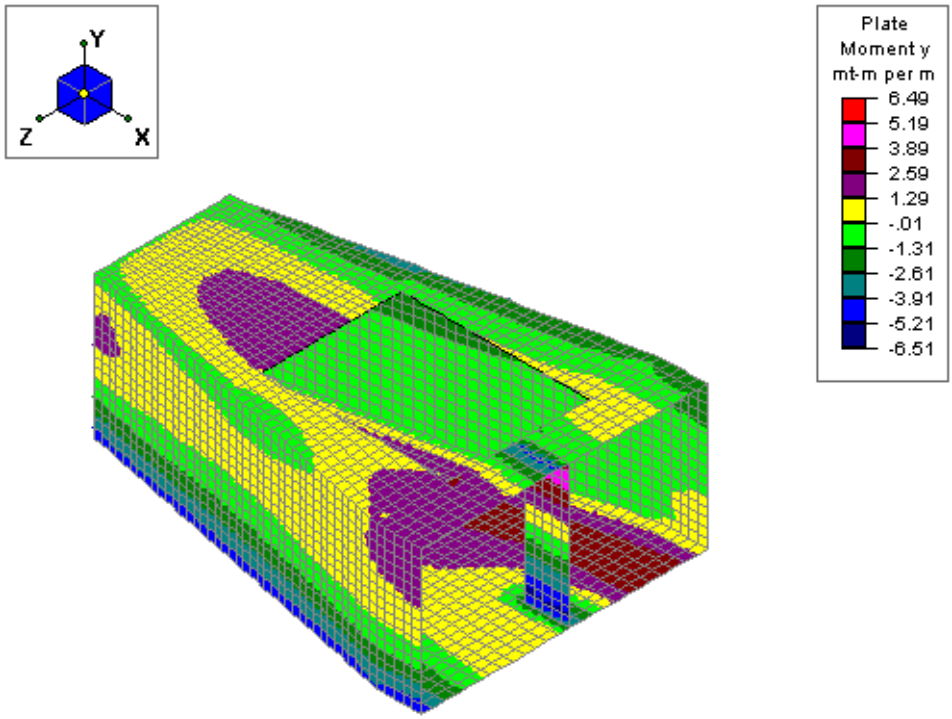


Figura 63 – Momento flector My para combinación C4

Para los esfuerzos que se indican en las tablas siguientes, se sigue la nomenclatura de elementos indicada a continuación.

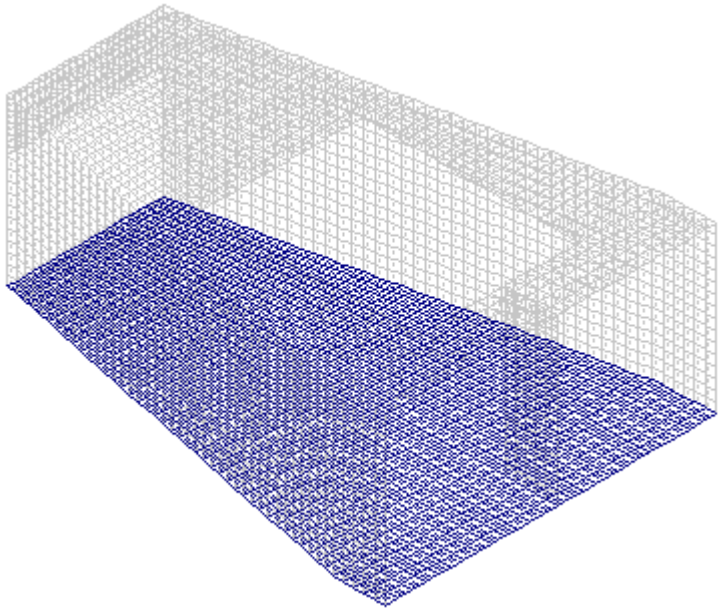


Figura 64 – Losa de fondo tipo "A" e=30cm

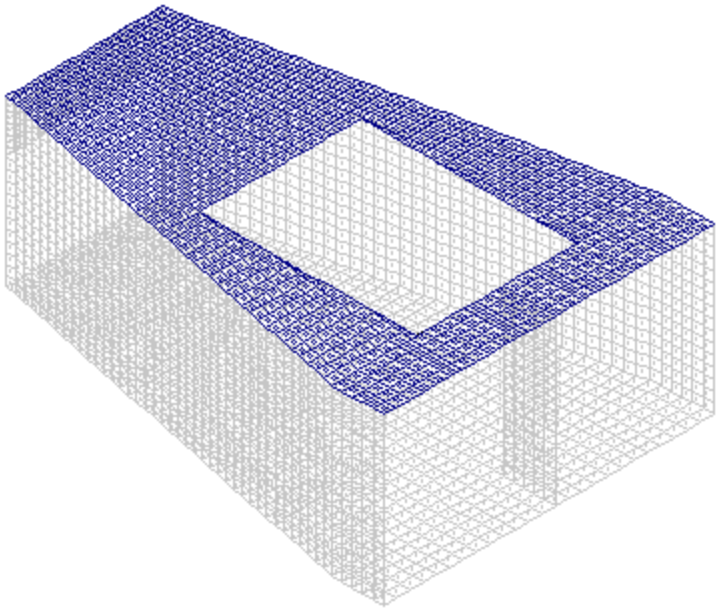


Figura 65 – Losa superior tipo “B” e=30cm

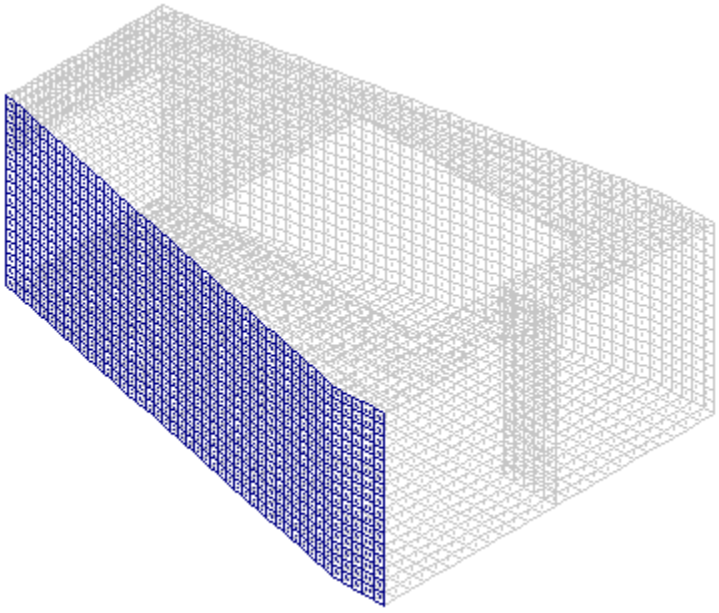


Figura 66 – Muro tipo “C” e=30cm

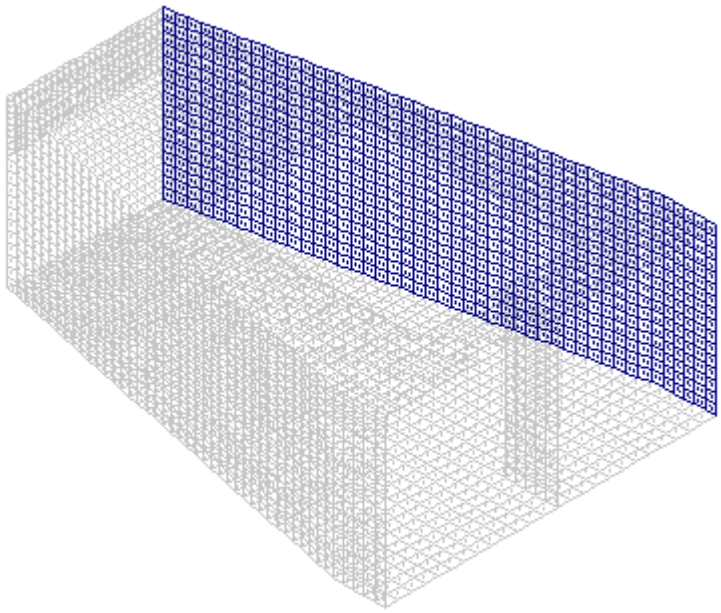


Figura 67 – Muro tipo "D" e=30cm

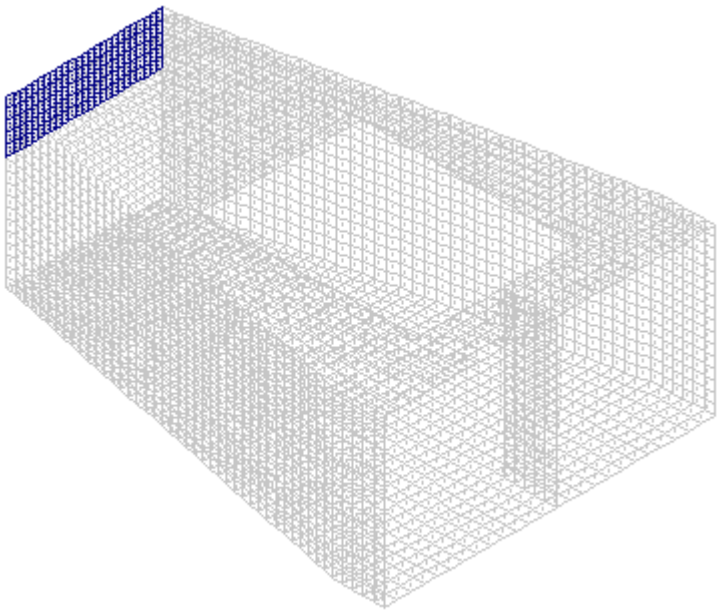


Figura 68 – Muro inicial tipo "E" e=30cm

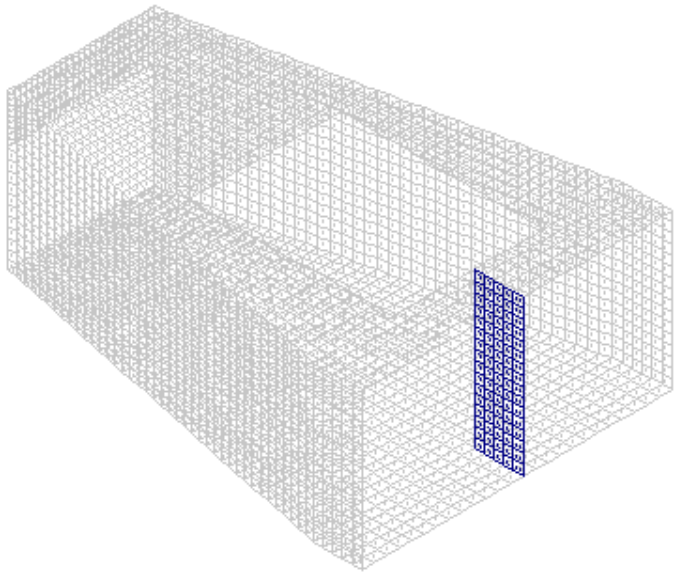


Figura 69 – Muro divisorio central tipo "F" e=30cm

Las tablas siguientes muestran los resultados.

Tabla 4 – Esfuerzos máximos Mu C1 a C4 (mayoradas)

Elem	Mux_max ton*m	Comb	Muy_max ton*m	Comb	Qux_máx ton	Comb	Quy_max ton	Comb	ϕVc ton
A	-2,73	2	-5,70	3	-13,92	2	-16,47	2	15,71
B	-1,34	2	-5,70	4	-6,35	2	12,29	4	15,71
C	1,52	2	-5,57	3	-10,23	2	-10,01	3	15,71
D	1,55	2	-4,65	3	-11,58	3	-12,64	3	15,71
E	2,72	2	0,00	1	-5,03	2	5,47	3	15,71
F	0,84	3	-6,43	4	-4,27	4	-5,40	4	15,71

Tabla 5 – Armadura requerida por tipo de elemento

Elem	M ton*m	e cm	As_min cm2/m	As_req cm2/m	Dist	As_prop cm2/m
A	5,70	30	8,33	6,31	16a20	10,05
B	5,70	30	8,33	6.31	16a20	10,05
C	5,57	30	8,33	6,16	16a20	10,05
D	4,65	30	8,33	5,12	16a20	10,05
E	2,72	30	8,33	2,97	16a20	10,05
F	6,43	30	8,33	7,14	16a20	10,05

Tabla 6 – Fisuración "w" en condición de servicio (C5 a C6)

Elem	M ton*m	e cm	Dist	As cm2/m	fs kg/cm2	Z ton/cm	w mm
A	2,90	30	16a20	10,05	1329	14,67	0,19
B	3,33	30	16a20	10,05	1525	16,83	0,22
C	2,67	30	16a20	10,05	1220	13,47	0,18
D	2,63	30	16a20	10,05	1205	13,31	0,17
E	1,94	30	16a20	10,05	888	9,80	0,13
F	0,10	30	16a20	10,05	46	0,51	0,01

$w_{máx}$ < 0,3mm por lo tanto se cumple en todos los elementos con la condición de servicio, validando entonces también los espesores.

Para las presiones en el suelo en condición estática y sísmica se obtienen las reacciones verticales del modelo y se divide por la superficie de la placa (variable) al tenerse una discretización irregular de las losas de fondo.

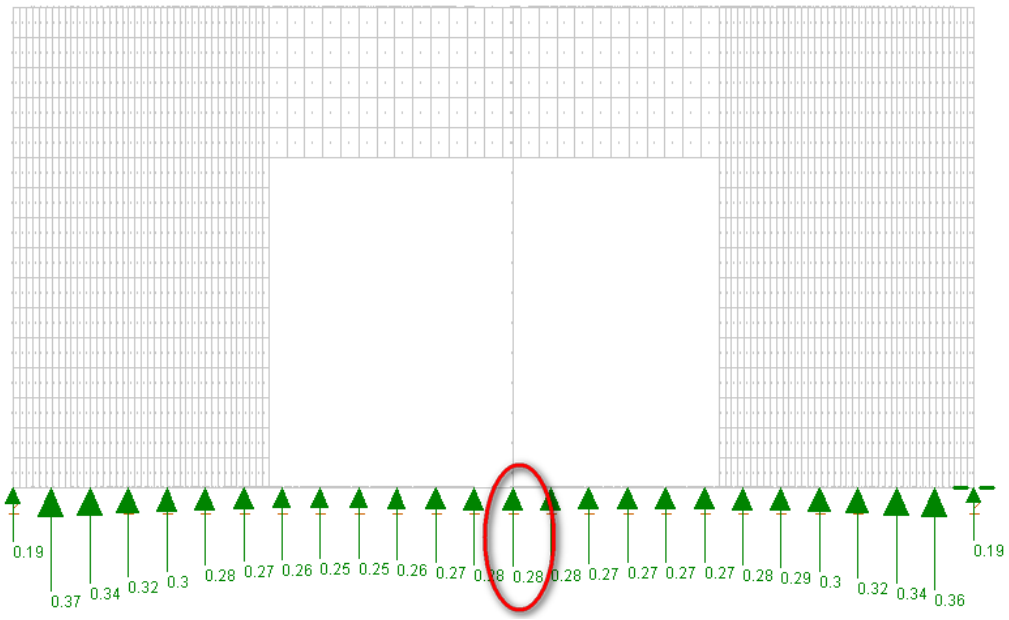


Figura 70 – Reacciones según vista de un corte transversal (en ton)

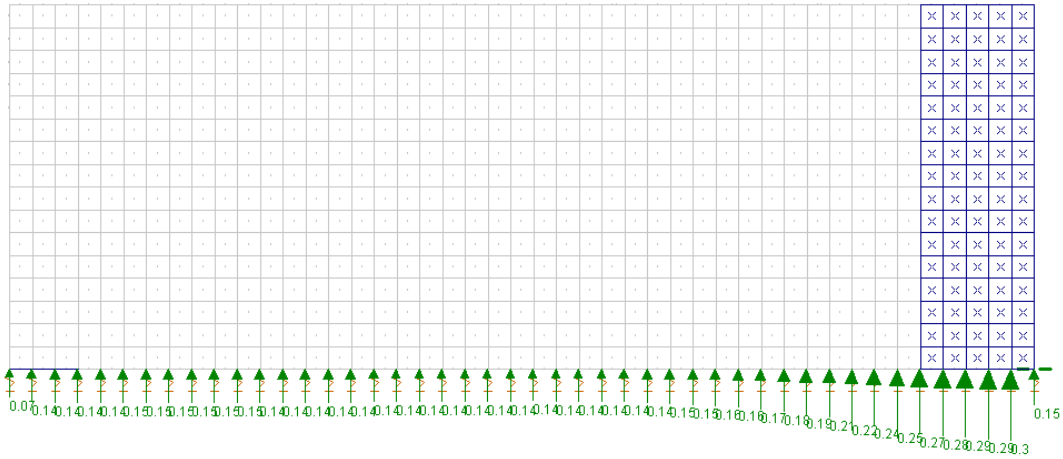


Figura 71 – Reacciones según vista de un corte longitudinal (en ton)

La mayor presión se produce bajo el muro divisorio central, con una reacción de 0,3 ton en un área tributaria del nodo de 25x20= 500cm^2.

Se produce entonces una presión máxima estática de 300/500 = 0,6 kg/cm^2 que resulta muy iinferior al valor admisible.

5. ANÁLISIS DEL RÁPIDO DE DESCARGA

Un rápido de descarga tiene 2 tipos de análisis, El primero consiste en estudiar la estabilidad del tramo inclinado principalmente a la flotación y deslizamiento longitudinal, teniendo como principal solicitación la subpresión generada por la velocidad del escurrimiento en caída. En el punto 5.1 se desarrolla este análisis.

En este análisis se verifica la estabilidad a la flotación, para lo cual considera el peso propio de la estructura, peso del agua contenida y en ocasiones el peso del relleno sobre las zarpas (cuando la base tiene zarpa, que no es nuestro caso). Como estas estructurales se encuentran sobre un terreno inclinado, es necesario considerar únicamente la proyección normal de las cargas gravitacionales.

Además de analizar la estabilidad a la flotación, se cuantifican las tensiones de contacto sobre el sello de fundación.

Para el cálculo de la subpresión por altura de velocidad se considera un coeficiente de 0.15 para la cuantificación de la fuerza de levante y el promedio de las velocidades de los "n" de Manning de 0.011 y 0.018. Para mayor claridad se presenta a continuación la fórmula empleada para estimar esta solicitación.

$$Subpresión\ velocidad = Coeficiente \cdot V\text{^}2/(2g)$$

$$Subpresión\ velocidad = 0.15 \cdot 〚[(V(n=0.011)+V(n=0.018))/2]〛\text{^}2/(2g)$$

En sentido longitudinal se analizará la estabilidad al deslizamiento de las estructuras que se encuentren fundadas en pendiente, para lo cual se hacen las siguientes consideraciones:

Condición estática

A la fuerza total deslizante evaluada en la condición estática, es necesario adicionar la componente deslizante del sismo aplicado exclusivamente sobre la estructura (inercia sísmica) como se aprecia en la siguiente figura.

Condición sísmica

A la fuerza total deslizante evaluada en la condición estática, es necesario adicionar la componente deslizante del sismo aplicado exclusivamente sobre la estructura (inercia sísmica) como se aprecia en la siguiente figura.

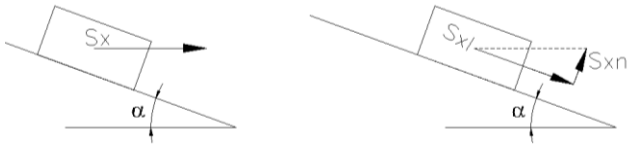


Figura 72 – Sismo horizontal sobre la estructura y sus componentes normal y longitudinal

Sobre los muros se aplica empuje de suelo estático en condición de empuje activo y je sísmico según formulación de Mononobe. A saber:

Coeficiente de empuje activo Ka según Rankine para relleno sin inclinación:

$$\Rightarrow [1-\text{seno}(\phi)] / [1+\text{seno}(\phi)]$$

Coeficiente de empuje sísmico Kas según Mononobe-Rankine:

$$K_{as} = \frac{\cos i \sqrt{[\cos(i-\theta) - \sqrt{\cos^2(i+\theta) - \cos^2\phi}\,]^2 + [\text{sen}(i+\theta) - \text{sen}(i-\theta)]^2}}{\cos\theta(\cos(i+\theta) + \sqrt{\cos^2(i+\theta) - \cos^2\phi})}$$

Donde:

i = inclinación del relleno, en este caso 0

θ = arcotg(c)

c = coeficiente sísmico

El coeficiente sísmico "cmáx" se obtiene según NCh2369.2003 del siguiente modo:

Tabla 5.7 - Valores máximos del coeficiente sísmico

R	$C_{máx.}$		
	ξ = 0,02	ξ = 0,03	ξ = 0,05
1	0,79	0,68	0,55
2	0,60	0,49	0,42
3	0,40	0,34	0,28
4	0,32	0,27	0,22
5	0,26	0,23	0,18
NOTA - Los valores indicados son válidos para la zona sísmica 3. Para las zonas sísmicas 2 y 1, los valores de esta tabla se deben multiplicar por 0,75 y 0,50, respectivamente.			

El valor mostrado corresponde a zona sísmica 3. Para zona 2 se tiene:

Cmáx = 0,75*0,28 = 0,21

(R=3 para estructuras sísmicas isostáticas, caso de muros cantiléver)

Para todos los cálculos entonces:

γrelleno = 2,0 ton/m^3

Ka = 0,271

ΔKs = 0,137

5.1 ESTABILIDAD

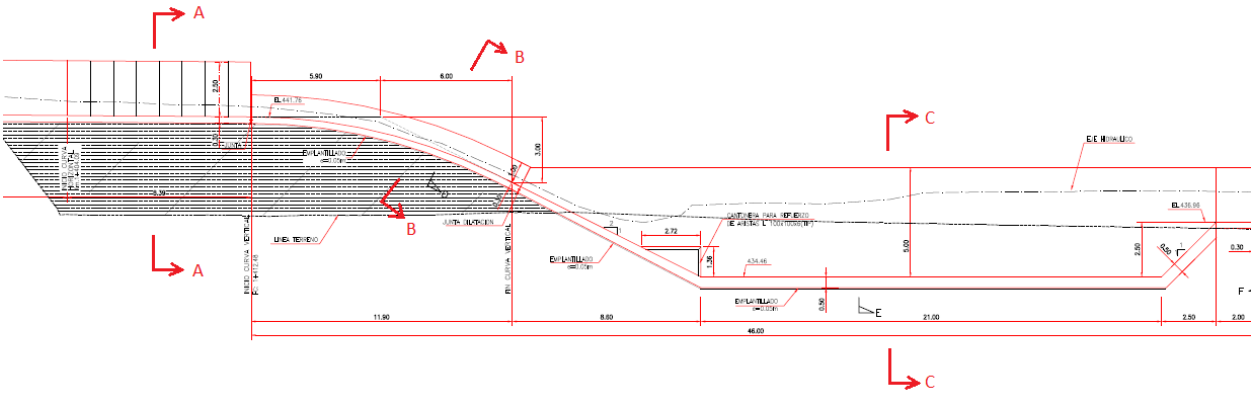


Figura 73 – Cortes analizados del rápido

De acuerdo a información hidráulica se tienen los siguientes valores de altura y velocidad de agua.

Sección	h (m)	V (m/s)
A-A	0,87	5,45
B-B	0,5	9,41
C-C	3,35	1,41

DISEÑO DE LA SECCIÓN AGUAS ARRIBA DEL RÁPIDO DE DESCARGA

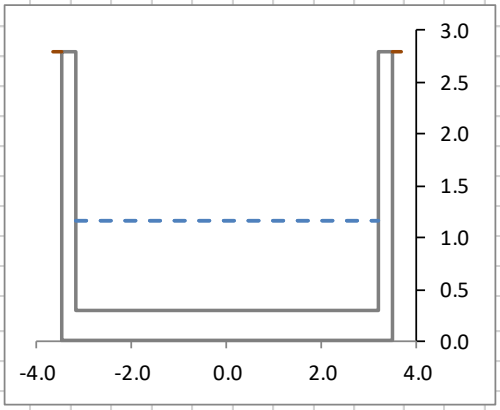
GEOMETRÍA "CORTE A-A"

A continuación se presenta el diseño de la sección inicial del rápido de descarga que se extiende por una longitud de 3.20 m

Geometría:

Altura interior de muro	2.50	m
Ancho de zarpa (no tiene)	0.00	m
Ancho interior	6.35	m
Espesor superior de muro	0.30	m
Espesor inferior de muro	0.30	m
Espesor de radier	0.30	m
Profundidad de diente	0.00	m
Distancia entre dientes	0.00	m
Pendiente del tramo	0.00	º
Area total	3.59	m^2
Ancho de fundacion	6.95	m
Alto total de la estructura	2.80	m
Xcg	3.48	m
Ycg	0.74	m

Corte A-A



ESTADOS DE CARGA

Datos para cargas

Coeficiente sísmico horizontal	0.21	Adimensional
Altura de agua interna normal inicio del tramo	0.87	m
Velocidad máxima del flujo asociado a H = 1.5 m	5.45	m/s
Altura de agua interna normal final del tramo	0.87	m
Altura de agua externa (desde SF radier)	0.00	m
Altura de relleno exterior (desde SF radier)	2.80	m

Pesos propios

A1 - Peso del canal	8.96	ton/m	
A2 - Peso de agua interior normal	5.52	ton/m	
A3 - Peso de terreno con napa y cuña de 20º (flotación)	0.00	ton/m	
A4 - Peso de terreno sobre zarpa con napa (diseño)	0.00	ton/m	
A5 - Peso de terreno sobre zarpa sin napa (tensiones en suelo)	0.00	ton/m	

Cargas Hidroestáticas Internas

B1 - Presión normal en base de muro (distribución triangular)	0.87	ton/m^2	

Cargas Hidroestáticas Externas

Para análisis de estabilidad:

C1 - Subpresión total sobre la estructura (volumen desplazado)	0.00	ton/m	(no se considera napa en esta estructura)

Para diseño estructural:

C2 - Presión lateral a nivel de base del muro (distribución triangular)	0.00	ton/m^2	
C3 - Presión bajo radier (distribución uniforme)	0.00	ton/m^2	

Cargas Hidrodinámicas Internas

D1 - Presión sobre muro (Westergaard para altura normal de agua)	0.10	ton/m^2	uniforme
D2 - Subpresión sobre radier por altura de velocidad ($0.15 \cdot v^2/2g$)	0.23	ton/m^2	uniforme

Empujes de relleno estático				
E1 - Empuje activo a nivel de napa	0.00	ton/m^2		
E2 - Empuje activo máximo en base del muro	1.35	ton/m^2		
Empujes de relleno sísmico				
F1 - Empuje sísmico máximo	0.68	ton/m^2		
F2 - Empuje sísmico en base del muro	0.00	ton/m^2		

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

El análisis de estabilidad se dividide en un análisis transversal, en que se cuantifican las tensiones de contacto y la flotación, mientras que en el análisis longitudinal se asegura el deslizamiento para lo cual se considera la totalidad del tramo.

Las combinaciones de cargas utilizadas en esta etapa son las siguientes:

CS1: Canal lleno (peso propio hormigón más agua)
CS2: Canal vacío (solo peso propio)
CS3: Canal lleno (peso propio hormigón más agua)

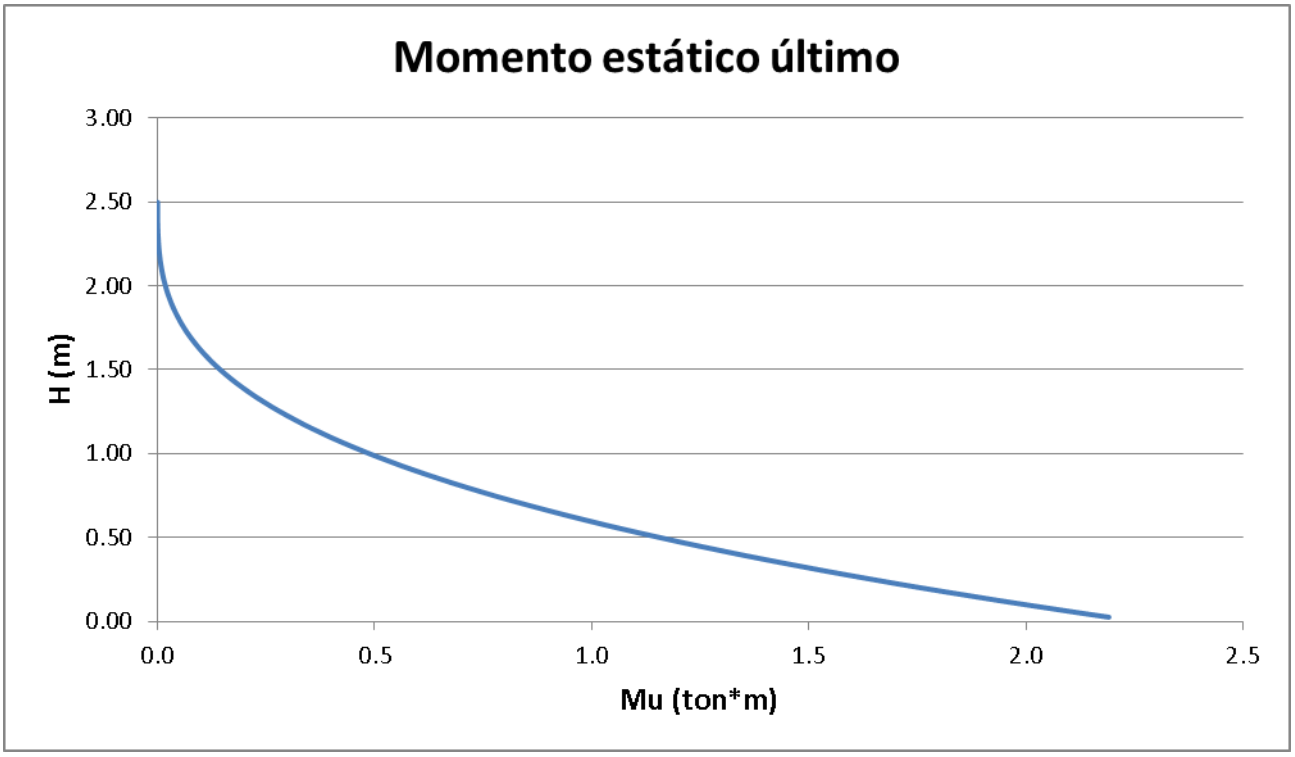
Análisis de estabilidad transversal

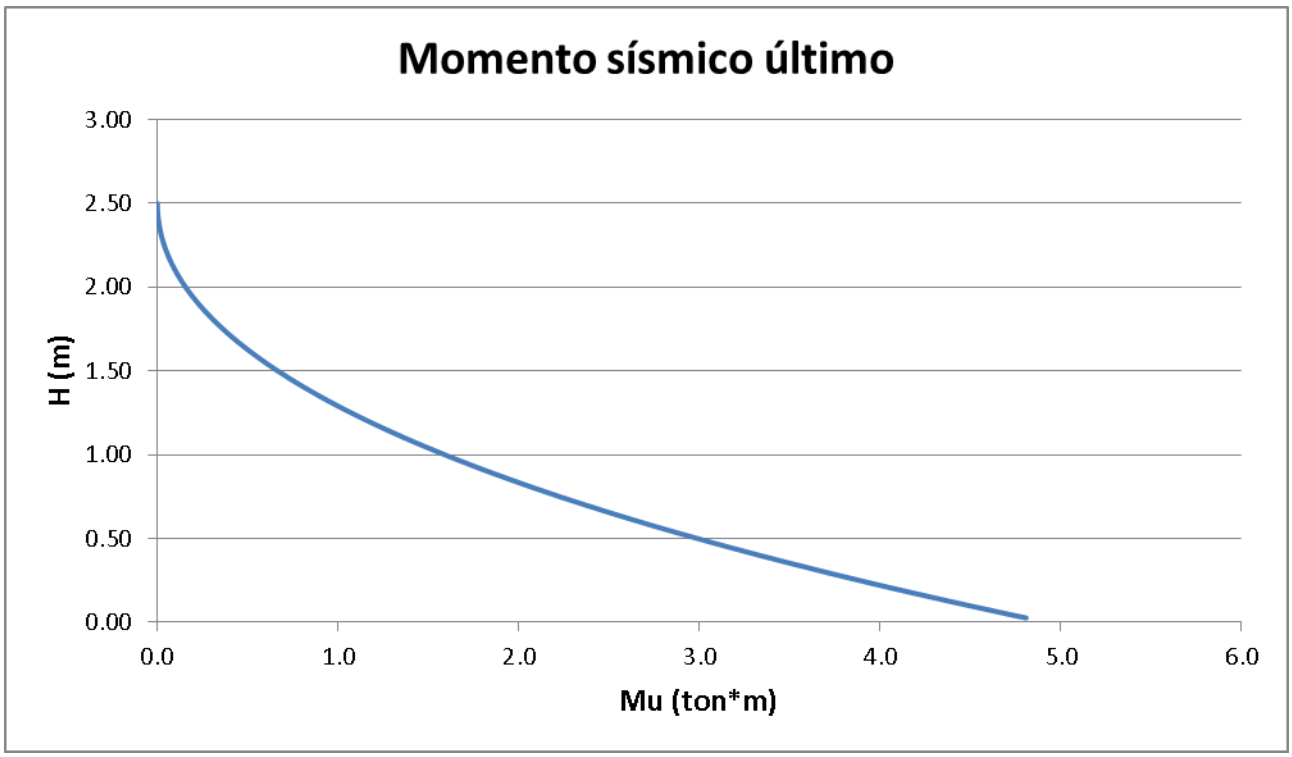
Flotación. Comb: CS1				
Fuerzas solicitantes (subpresión por velocidad)	1.44	ton/m		
Fuerzas resistentes	8.96	ton/m		
FS	6.21	≥ 1.20	**OK**	
Tensiones de contacto. Comb: CS2				
Carga axial	8.96	ton/m		
Tensión máxima	1.3	ton/m^2		
Tensión admisible	10.0	ton/m^2	**OK**	(tensión máxima menor que tensión admisible)
Tensiones de contacto. Comb: CS3				
Carga axial	13.04	ton/m		
Tensión máxima	1.9	ton/m^2		
Tensión admisible	10.0	ton/m^2	**OK**	(tensión máxima menor que tensión admisible)

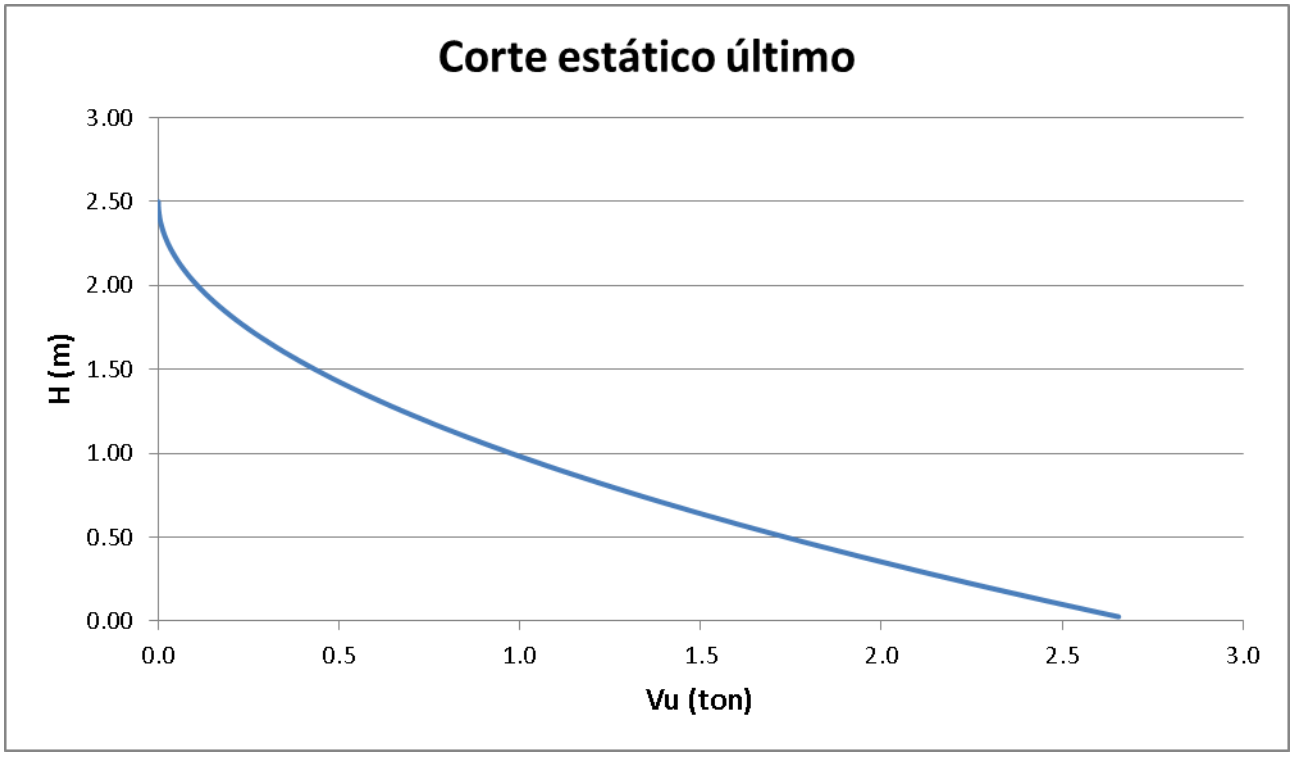
Análisis de estabilidad longitudinal

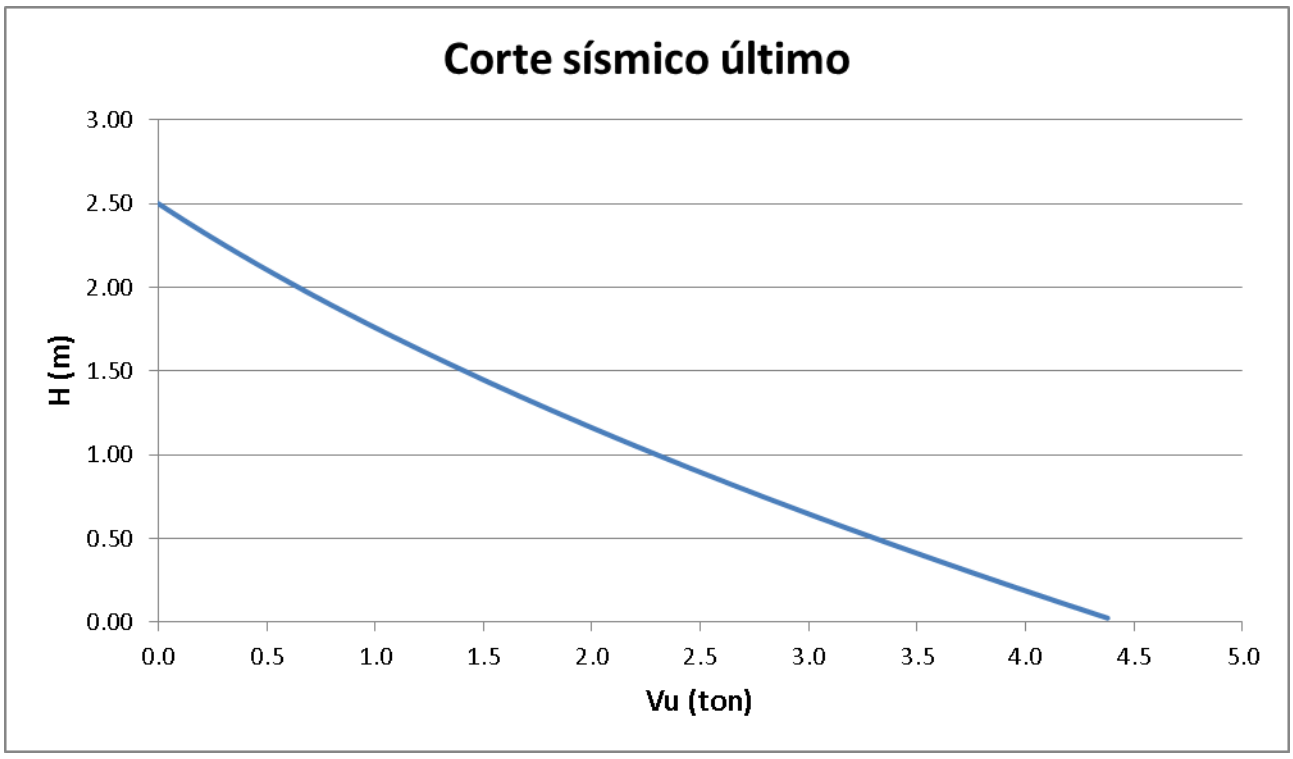
La estabilidad al deslizamiento será analizada considerando la totalidad del tramo, este análisis se presenta en el punto Estabilidad Longitudinal tramo caída

Los esfuerzos y diseño estructural de muros h=2,5m se muestran en siguiente página:


Momento estático último
3.00
2.50
2.00
1.50
1.00
0.50
0.00
H (m)
0.0
0.5
1.0
1.5
2.0
2.5
Mu (ton*m)


Momento sísmico último
3.00
2.50
2.00
1.50
1.00
0.50
0.00
H (m)
0.0
1.0
2.0
3.0
4.0
5.0
6.0
Mu (ton*m)


Corte estático último
H (m)
3.00
2.50
2.00
1.50
1.00
0.50
0.00
0.0
0.5
1.0
1.5
2.0
2.5
3.0
Vu (ton)


Corte sísmico último
H (m)
3.00
2.50
2.00
1.50
1.00
0.50
0.00
0.0
0.5
1.0
1.5
2.0
2.5
3.0
3.5
4.0
4.5
5.0
Vu (ton)

Cuadro resumen de esfuerzos mayorados para diseño:

h(m)	Muest	Quest	Nuest	Musis	Qusis	Nusism	e
0.0000	2.26	2.71	1.60	4.92	4.44	2.14	30.00

h=0,0 (en la base) => Mu_est = 2,26 ton*m / Mu_sís = 4,92 ton*m => As_req = 5,43 cm^2/m (12a20 en ambas caras)

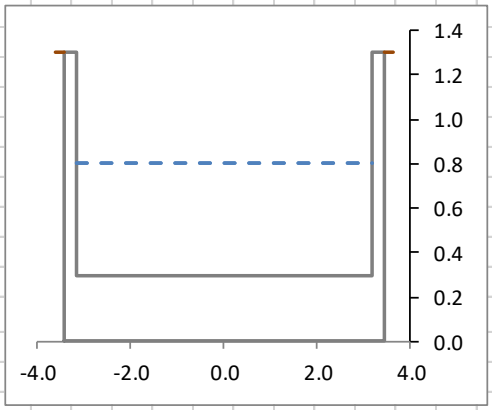
DISEÑO DE LA SECCIÓN DE CAÍDA DEL RÁPIDO DE DESCARGA

GEOMETRÍA "CORTE B-B"

Geometría:

Altura interior de muro	1.00	m
Ancho de zarpa (no tiene)	0.00	m
Ancho interior	6.35	m
Espesor superior de muro	0.25	m
Espesor inferior de muro	0.25	m
Espesor de radier	0.30	m
Profundidad de diente	0.00	m
Distancia entre dientes	0.00	m
Pendiente del tramo	26.56	º
Area total	2.56	m^2
Ancho de fundacion	6.85	m
Alto total de la estructura	1.30	m
Xcg	3.43	m
Ycg	0.28	m

Corte B-B



ESTADOS DE CARGA

Datos para cargas

Coeficiente sísmico horizontal	0.21	Adimensional
Altura de agua interna normal inicio del tramo	0.50	m
Velocidad máxima del flujo asociado a H = 1.5 m	9.41	m/s
Altura de agua interna normal final del tramo	0.50	m
Altura de agua externa (desde SF radier)	0.00	m
Altura de relleno exterior (desde SF radier)	1.30	m

Pesos propios

A1 - Peso del canal	6.39	ton/m	
A2 - Peso de agua interior normal	3.18	ton/m	
A3 - Peso de terreno con napa y cuña de 20º (flotación)	0.00	ton/m	
A4 - Peso de terreno sobre zarpa con napa (diseño)	0.00	ton/m	
A5 - Peso de terreno sobre zarpa sin napa (tensiones en suelo)	0.00	ton/m	

Cargas Hidroestáticas Internas

B1 - Presión normal en base de muro (distribución triangular)	0.50	ton/m^2	

Cargas Hidroestáticas Externas

Para análisis de estabilidad:

C1 - Subpresión total sobre la estructura (volumen desplazado)	0.00	ton/m	(no se considera napa en esta estructura)

Para diseño estructural:

C2 - Presión lateral a nivel de base del muro (distribución triangular)	0.00	ton/m^2	
C3 - Presión bajo radier (distribución uniforme)	0.00	ton/m^2	

Cargas Hidrodinámicas Internas

D1 - Presión sobre muro (Westergaard para altura normal de agua)	0.06	ton/m^2	uniforme
D2 - Subpresión sobre radier por altura de velocidad ($0.15 \cdot v^2/2g$)	0.68	ton/m^2	uniforme

Empujes de relleno estático				
E1 - Empuje activo a nivel de napa		0.00	ton/m^2	
E2 - Empuje activo máximo en base del muro		0.61	ton/m^2	
Empujes de relleno sísmico				
F1 - Empuje sísmico máximo		0.31	ton/m^2	
F2 - Empuje sísmico en base del muro		0.00	ton/m^2	

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

El análisis de estabilidad se dividide en un análisis transversal, en que se cuantifican las tensiones de contacto y la flotación, mientras que en el análisis longitudinal se asegura el deslizamiento para lo cual se considera la totalidad del tramo.

Las combinaciones de cargas utilizadas en esta etapa son las siguientes:

CS1:	Canal lleno (peso propio hormigón más agua)
CS2:	Canal vacío (solo peso propio)
CS3:	Canal lleno (peso propio hormigón más agua)

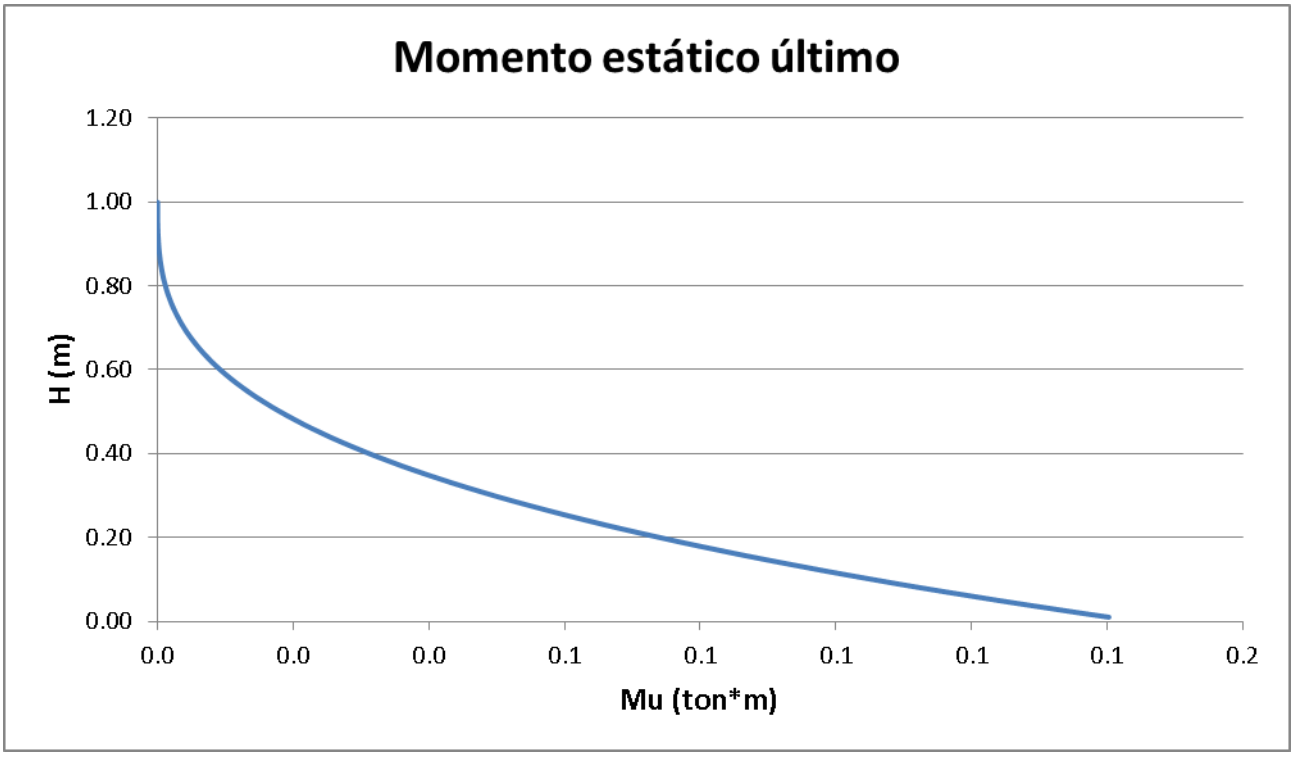
Análisis de estabilidad transversal

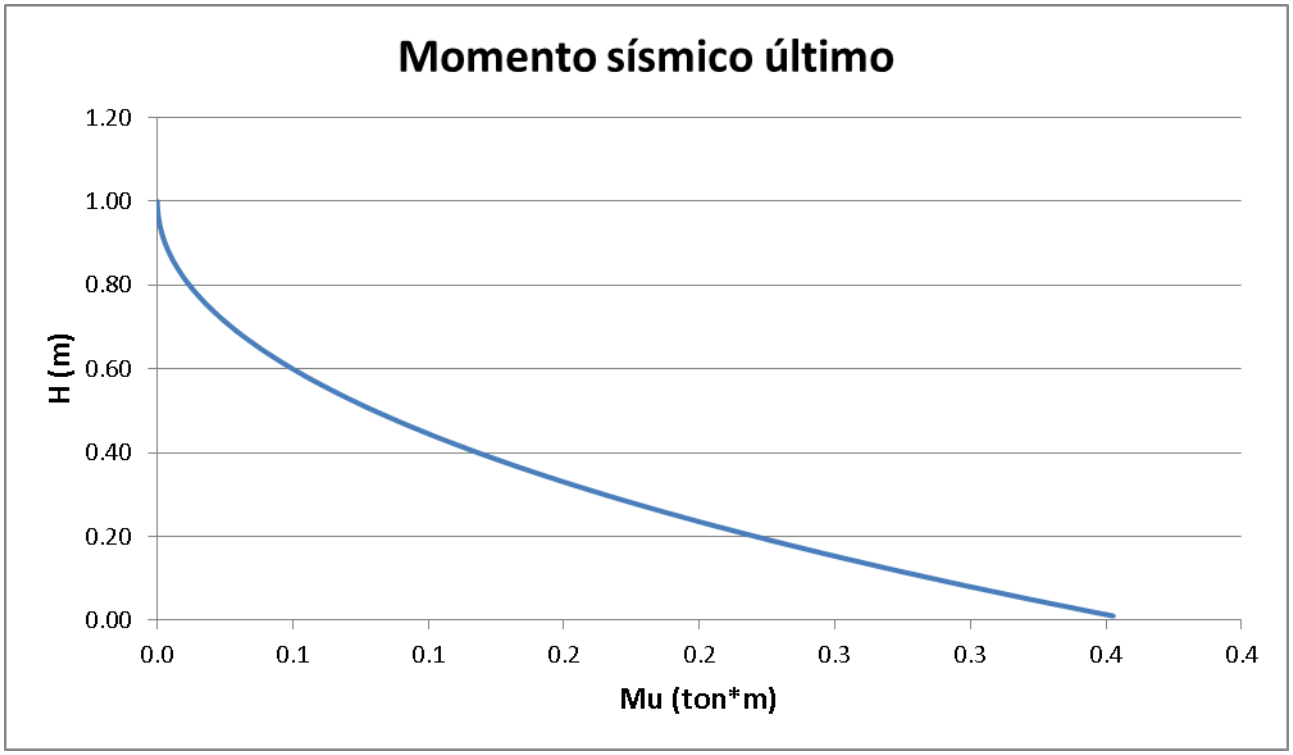
Flotación. Comb: CS1					
Fuerzas solicitantes	(subpresión por velocidad)	4.30	ton/m		
Fuerzas resistentes		6.39	ton/m		
FS		1.48	≥ 1.20	**OK**	
Tensiones de contacto. Comb: CS2					
Carga axial		6.39	ton/m		
Tensión máxima		0.9	ton/m^2		
Tensión admisible		10.0	ton/m^2	**OK**	(tensión máxima menor que tensión admisible)
Tensiones de contacto. Comb: CS3					
Carga axial		2.08	ton/m		
Tensión máxima		0.3	ton/m^2		
Tensión admisible		10.0	ton/m^2	**OK**	(tensión máxima menor que tensión admisible)

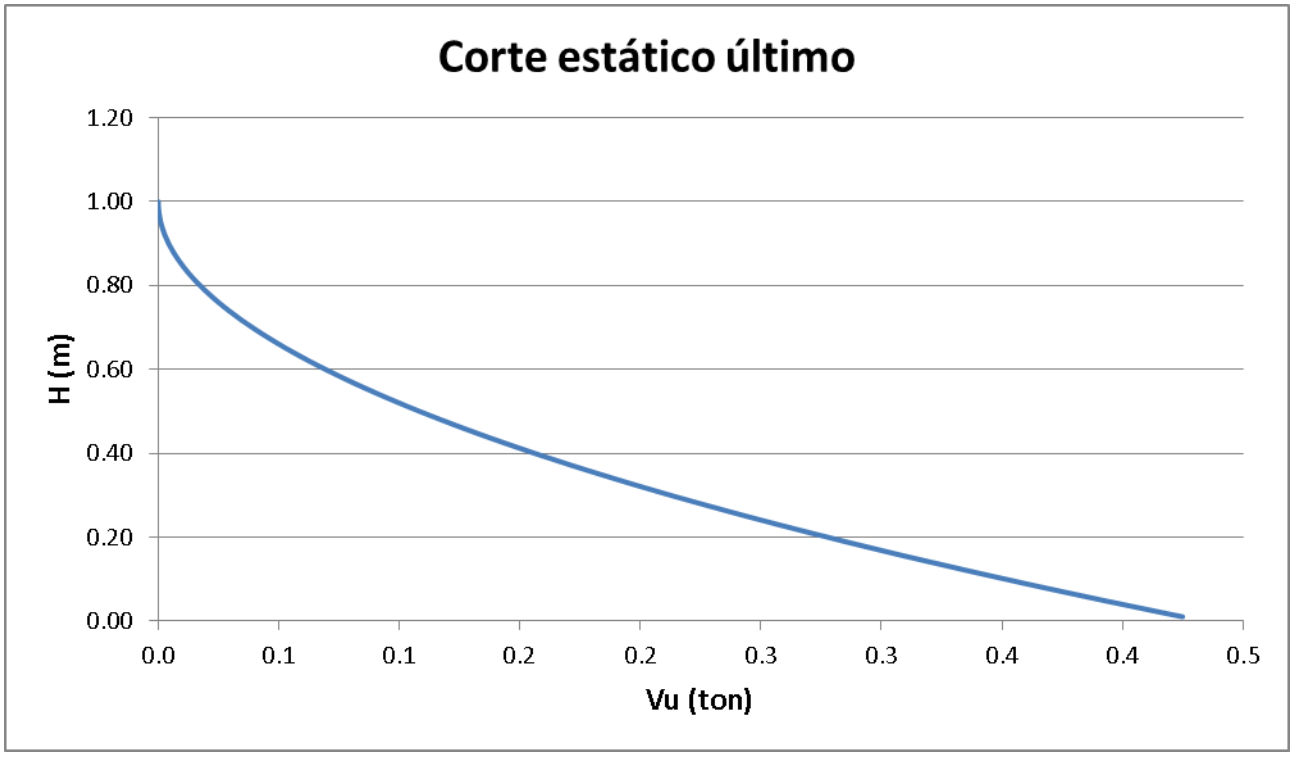
Análisis de estabilidad longitudinal

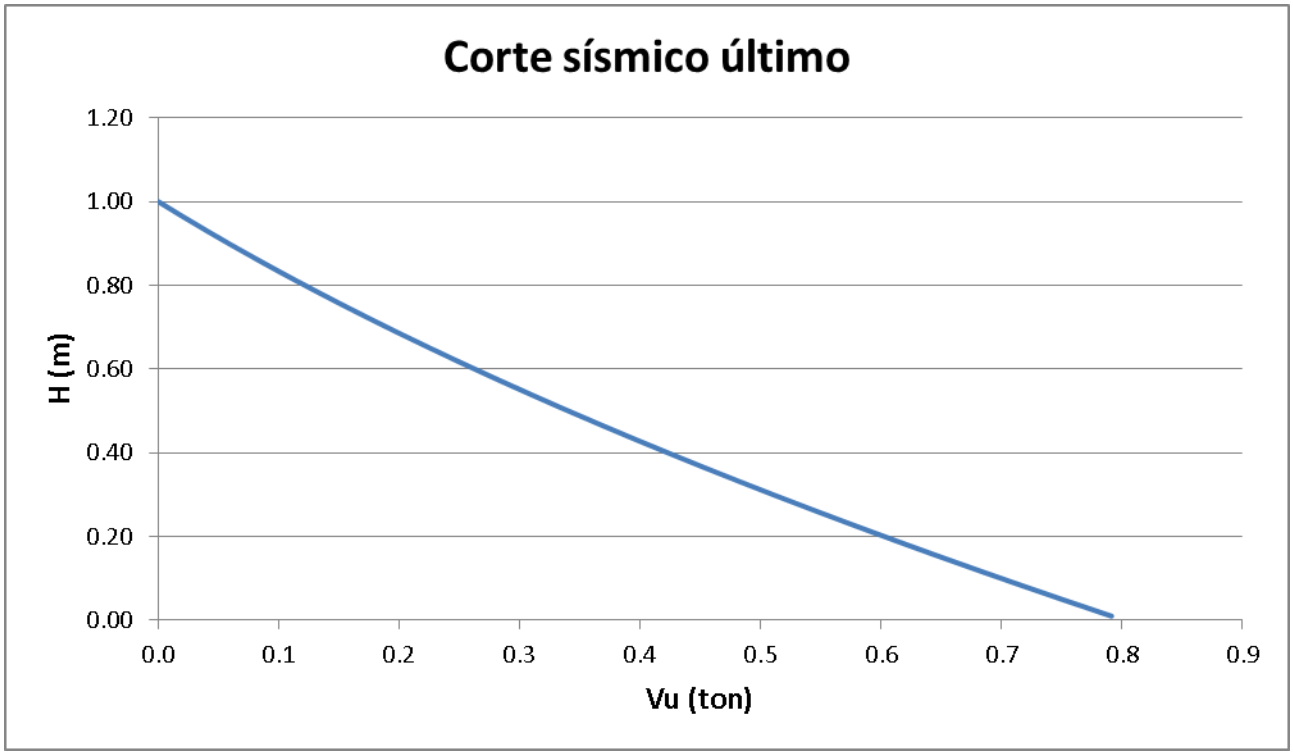
La estabilidad al deslizamiento será analizada considerando la totalidad del tramo, este análisis se presenta en el punto Estabilidad Longitudinal tramo caída

Los esfuerzos y diseño estructural de muros h=1,0m se muestran en siguiente página:


Momento estático último
1.20
1.00
0.80
0.60
0.40
0.20
0.00
H (m)
0.0
0.0
0.0
0.1
0.1
0.1
0.1
0.1
0.2
Mu (ton*m)


Momento sísmico último
1.20
1.00
0.80
0.60
0.40
0.20
0.00
H (m)
0.0
0.1
0.1
0.2
0.2
0.3
0.3
0.4
0.4
Mu (ton*m)


Corte estático último
H (m)
1.20
1.00
0.80
0.60
0.40
0.20
0.00
0.0
0.1
0.1
0.2
0.2
0.3
0.3
0.4
0.4
0.5
Vu (ton)


Corte sísmico último
H (m)
1.20
1.00
0.80
0.60
0.40
0.20
0.00
0.0
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
0.6
0.7
0.8
0.9
Vu (ton)

Cuadro resumen de esfuerzos mayorados para diseño

h(m)	Muest	Quest	Nuest	Musis	Qusis	Nusism	e
0.0000	0.14	0.43	0.53	0.36	0.80	0.71	25.00

h=0,0 (en la base) => Mu_est = 0,14 ton*m / Mu_sís = 0,36 ton*m => As_req = 0,48 cm^2/m (10a20 en ambas caras)

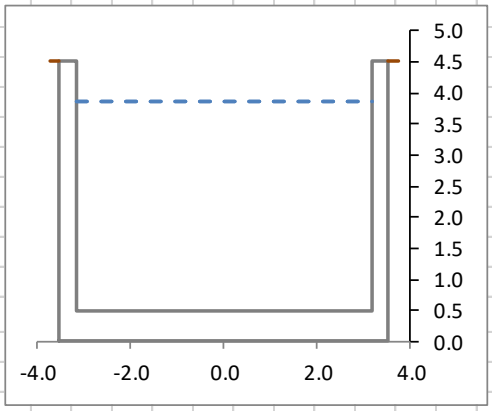
DISEÑO DEL DISIPADOR AGUAS ABAJO DEL RÁPIDO DE DESCARGA

GEOMETRÍA "CORTE C-C"

Geometría:

Altura interior de muro	4.00	m
Ancho de zarpa (no tiene)	0.00	m
Ancho interior	6.35	m
Espesor superior de muro	0.35	m
Espesor inferior de muro	0.35	m
Espesor de radier	0.50	m
Profundidad de diente	0.00	m
Distancia entre dientes	0.00	m
Pendiente del tramo	0.00	º
Area total	6.33	m^2
Ancho de fundacion	7.05	m
Alto total de la estructura	4.50	m
Xcg	3.53	m
Ycg	1.25	m

Corte C-C



ESTADOS DE CARGA

Datos para cargas

Coeficiente sísmico horizontal	0.21	Adimensional
Altura de agua interna normal inicio del tramo	3.35	m
Velocidad máxima del flujo asociado a H = 1.5 m	1.41	m/s
Altura de agua interna normal final del tramo	3.35	m
Altura de agua externa (desde SF radier)	0.00	m
Altura de relleno exterior (desde SF radier)	4.50	m

Pesos propios

A1 - Peso del canal	15.81	ton/m	
A2 - Peso de agua interior normal	21.27	ton/m	
A3 - Peso de terreno con napa y cuña de 20º (flotación)	0.00	ton/m	
A4 - Peso de terreno sobre zarpa con napa (diseño)	0.00	ton/m	
A5 - Peso de terreno sobre zarpa sin napa (tensiones en suelo)	0.00	ton/m	

Cargas Hidroestáticas Internas

B1 - Presión normal en base de muro (distribución triangular)	3.35	ton/m^2	

Cargas Hidroestáticas Externas

Para análisis de estabilidad:

C1 - Subpresión total sobre la estructura (volumen desplazado)	0.00	ton/m	(no se considera napa en esta estructura)

Para diseño estructural:

C2 - Presión lateral a nivel de base del muro (distribución triangular)	0.00	ton/m^2	
C3 - Presión bajo radier (distribución uniforme)	0.00	ton/m^2	

Cargas Hidrodinámicas Internas

D1 - Presión sobre muro (Westergaard para altura normal de agua)	0.39	ton/m^2	uniforme
D2 - Subpresión sobre radier por altura de velocidad ($0.15 \cdot v^2/2g$)	0.02	ton/m^2	uniforme

Empujes de relleno estático				
E1 - Empuje activo a nivel de napa	0.00	ton/m^2		
E2 - Empuje activo máximo en base del muro	2.17	ton/m^2		
Empujes de relleno sísmico				
F1 - Empuje sísmico máximo	1.00	ton/m^2		
F2 - Empuje sísmico en base del muro	0.00	ton/m^2		

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

El análisis de estabilidad se dividide en un análisis transversal, en que se cuantifican las tensiones de contacto y la flotación, mientras que en el análisis longitudinal se asegura el deslizamiento para lo cual se considera la totalidad del tramo.

Las combinaciones de cargas utilizadas en esta etapa son las siguientes:

CS1: Canal lleno (peso propio hormigón más agua)
CS2: Canal vacío (solo peso propio)
CS3: Canal lleno (peso propio hormigón más agua)

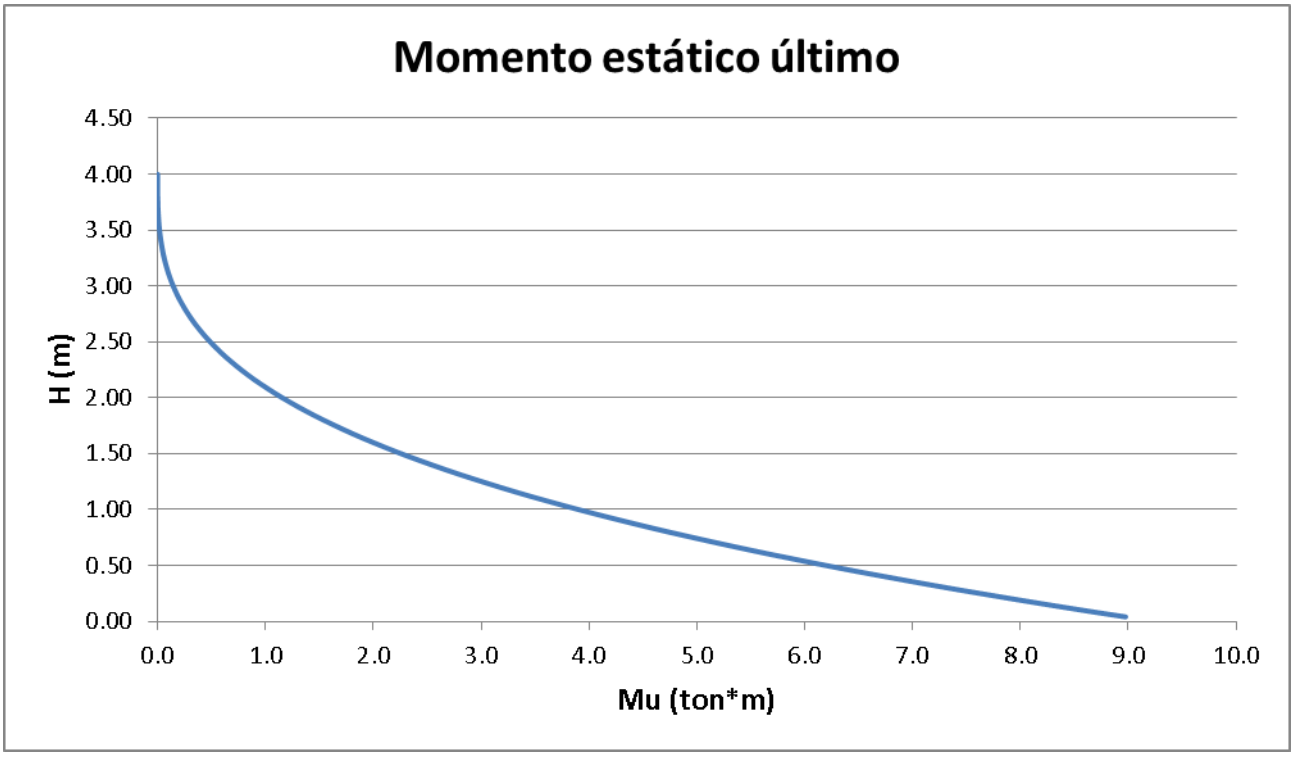
Análisis de estabilidad transversal

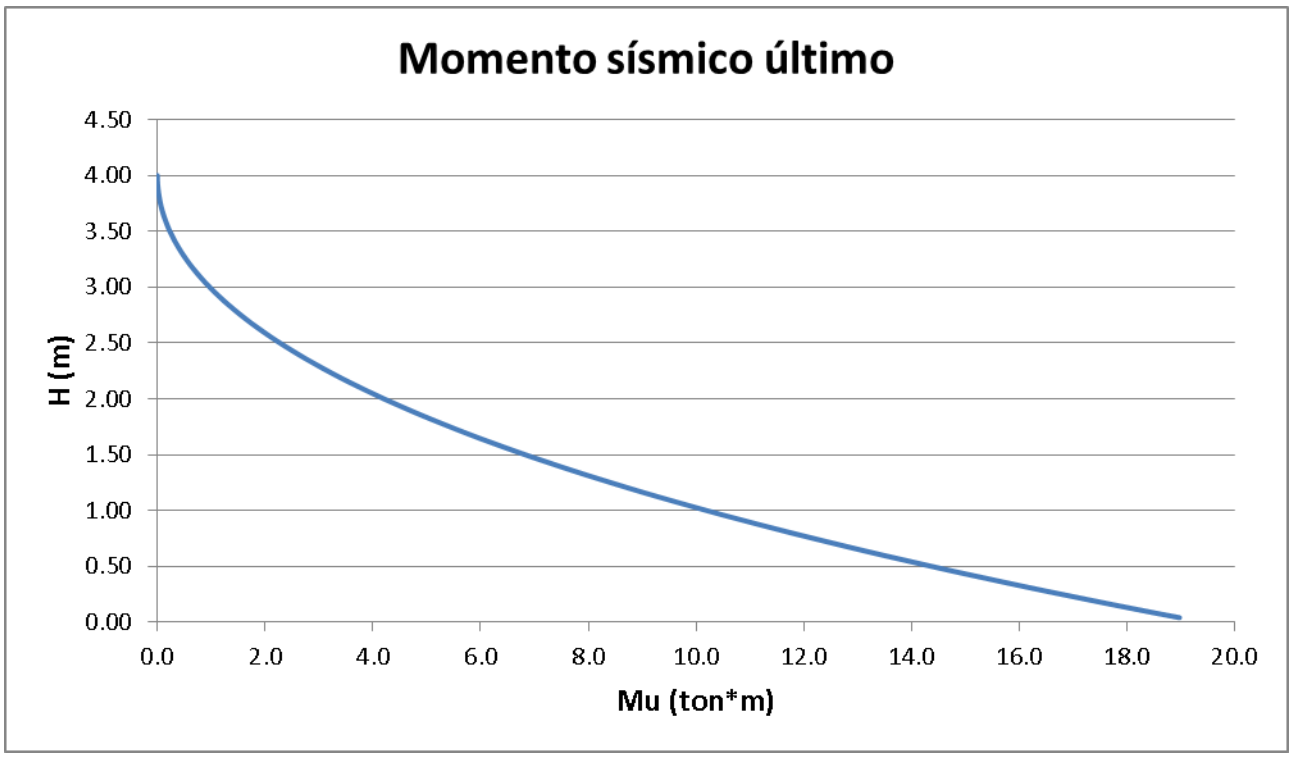
Flotación. Comb: CS1					
Fuerzas solicitantes (subpresión por velocidad)	0.10	ton/m			
Fuerzas resistentes	15.81	ton/m			
FS	163.66	≥ 1.20	**OK**		
Tensiones de contacto. Comb: CS2					
Carga axial	15.81	ton/m			
Tensión máxima	2.2	ton/m^2			
Tensión admisible	10.0	ton/m^2	**OK**	(tensión máxima menor que tensión admisible)	
Tensiones de contacto. Comb: CS3					
Carga axial	15.72	ton/m			
Tensión máxima	2.2	ton/m^2			
Tensión admisible	10.0	ton/m^2	**OK**	(tensión máxima menor que tensión admisible)	

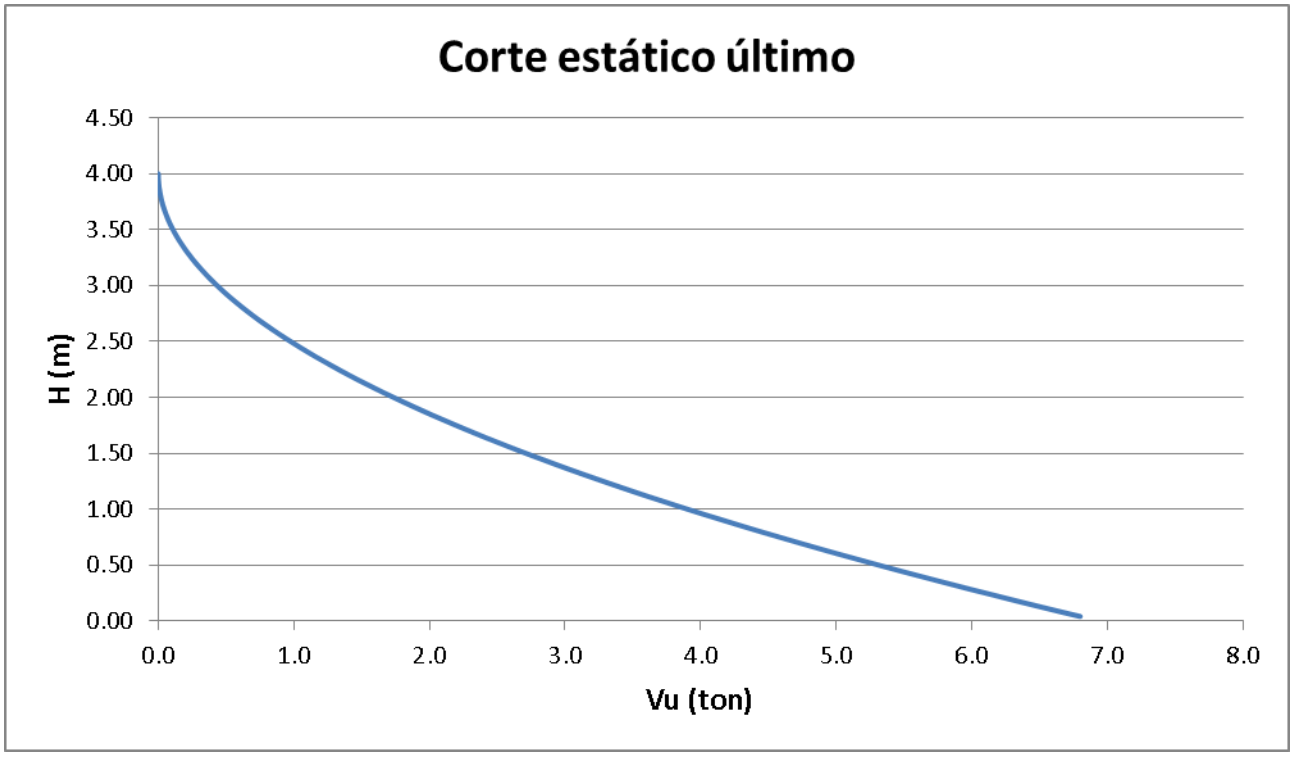
Análisis de estabilidad longitudinal

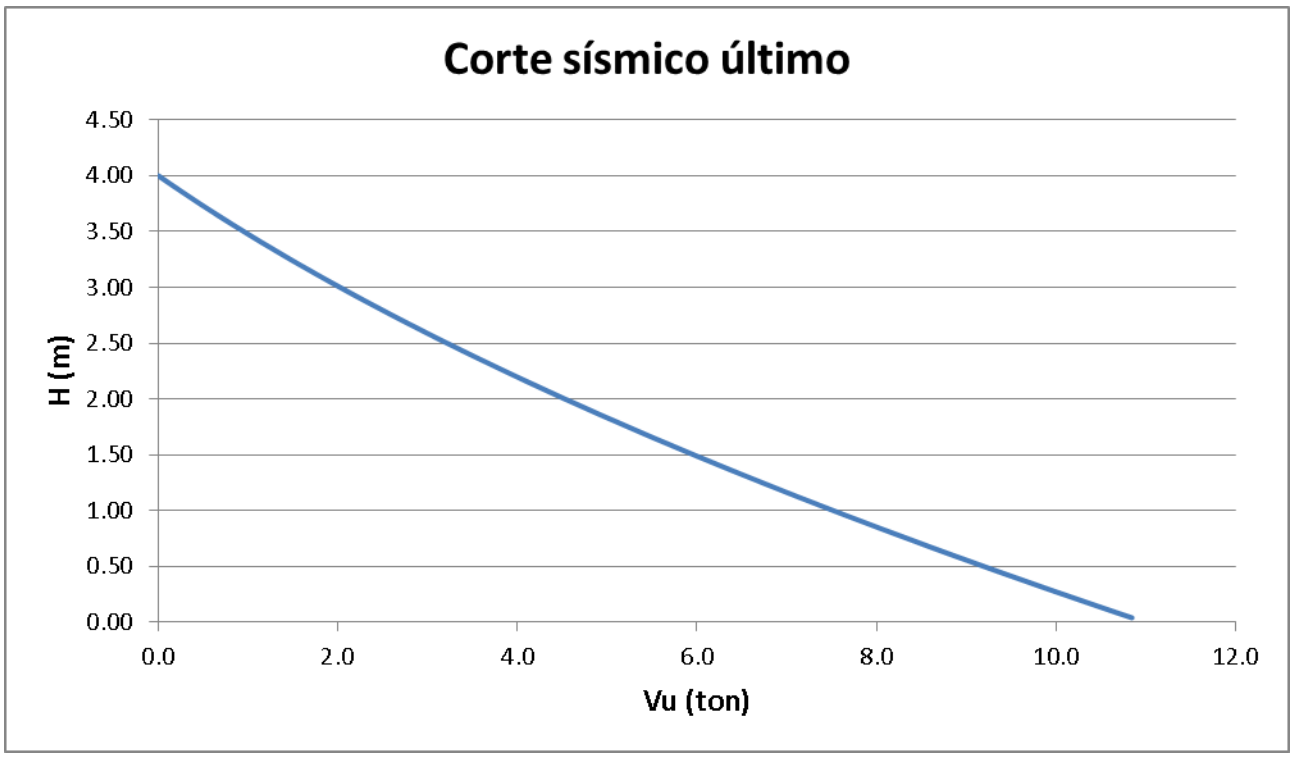
La estabilidad al deslizamiento será analizada considerando la totalidad del tramo, este análisis se presenta en el punto Estabilidad Longitudinal tramo caída

Los esfuerzos y diseño estructural de muros h=4,0m se muestran en siguiente página:


Momento estático último
H (m)
4.50
4.00
3.50
3.00
2.50
2.00
1.50
1.00
0.50
0.00
0.0
1.0
2.0
3.0
4.0
5.0
6.0
7.0
8.0
9.0
10.0
Mu (ton*m)


Momento sísmico último
H (m)
4.50
4.00
3.50
3.00
2.50
2.00
1.50
1.00
0.50
0.00
0.0
2.0
4.0
6.0
8.0
10.0
12.0
14.0
16.0
18.0
20.0
Mu (ton*m)


Corte estático último
H (m)
4.50
4.00
3.50
3.00
2.50
2.00
1.50
1.00
0.50
0.00
0.0
1.0
2.0
3.0
4.0
5.0
6.0
7.0
8.0
Vu (ton)


Corte sísmico último
H (m)
4.50
4.00
3.50
3.00
2.50
2.00
1.50
1.00
0.50
0.00
0.0
2.0
4.0
6.0
8.0
10.0
12.0
Vu (ton)

Cuadro resumen de esfuerzos mayorados para diseño

h(m)	Muest	Quest	Nuest	Musis	Qusis	Nusism	e
0.0000	9.25	6.94	2.99	19.41	10.99	3.99	35.00

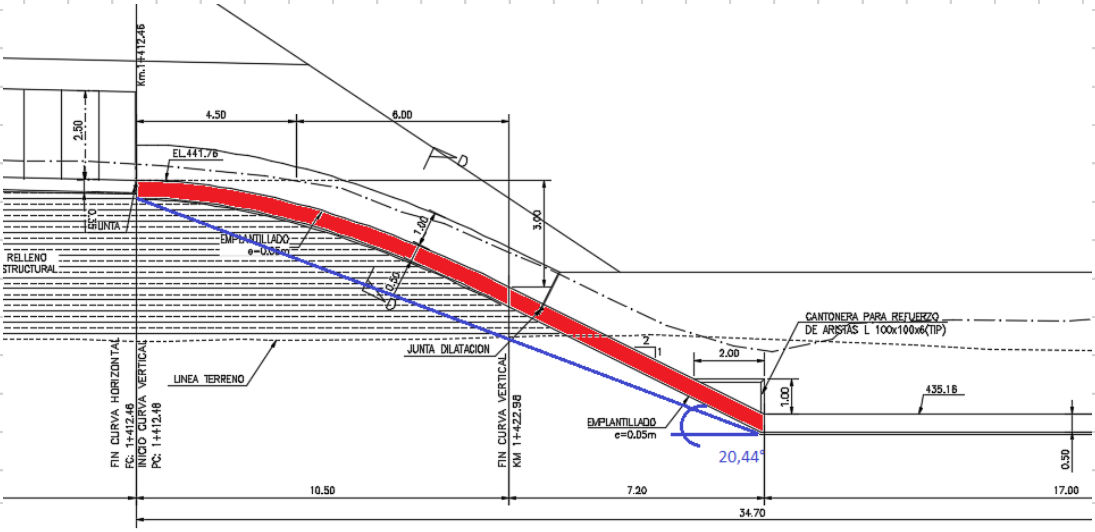
h=0,0 (en la base) => Mu_est = 9,25 ton*m / Mu_sís = 19,41 ton*m => As_req = 18,4 cm^2/m (16a20 principal + suple exterior 16a20 reforzando la base).

Análisis de estabilidad longitudinal

Las combinaciones de cargas empleadas para analizar la estabilidad al deslizamiento longitudinal son las siguientes:

CS3: Canal lleno
CS4: Canal lleno + sismo horizontal

A continuación se presenta un esquema, donde se exponen los análisis desarrollados



Parámetros del suelo

Coef. Roce suelo - Horm.	0.43	Adimensional	Pendiente inicial tramo	20.44	°	(promedio)
Coef. Roce suelo - suelo	0.70	Adimensional	Pendiente final tramo	20.44	°	
Cohesión	1.50	ton/m^2	H Diente	0.00	m	(no requiere
γ saturado	2.10	ton/m^3				
Coeficiente sísmico	0.21	Adimensional				

Estados de cargas

Antes de exponer las mangitudes de las cargas, es necesario identificar las fuerzas consideradas en el análisis para lo cual se optó por la siguiente nomenclatura:

We: Peso estructura (ton)
Wr: Peso relleno sobre la zarpa (ton)
Ws: Peso suelo entre los dientes (ton)
SV: Subpresión por velocidad (ton)
Sx: Sismo horizontal sobre la estructura (ton)

Wen: Componente normal del peso de la estructura (ton)
Wel: Componente longitudinal del peso de la estructura (ton)
Wrn: Componente normal del relleno sobre las zarpas (ton)
Wrl: Componente longitudinal del relleno sobre las zarpas (ton)
Wsn: Componente normal del peso de suelo entre los dientes (ton)
Wsl: Componente longitudian del peso de suelo entre los dientes (ton)
Sxn: Componente normal del sismo horizontal sobre la estructura (ton)
Sxl: Componente longitudinal del sismo horizontal sobre la estructura (ton)

N: Normal (ton)
FD: Fuerza deslizante (ton)
Fro: Fuerza de roce (ton)
Fco: Fuerza de cohesión (ton)
EP: Empuje pasivo (ton)
FRT: Fuerza resistente total = [Fro/FS1 + Fco/FS2 + EP/FS3] (ton)
FS1, FS2 y FS3: Son los factores de seguridad de la fuerza de roce, de la fuerza por cohesión y del empuje pasivo respectivamente.
Fdef: Fuerza deficitaria por tramo = FD - FRT ≥ 0 (ton)

	B-B
We	200.7
Wr	0.0
Ws	-
SV	-84.8
Sx	42.1
Wen	188.1
Wrn	0.0
Wsn	-
SV	-84.8
Sxn	-14.7
N	88.6
Wel	70.1
Wrl	0.0
Wsl	-
Sxl	39.49
FD	**109.6**
Fro	38.2
FS1	1.50
Fco	205.3725
FS2	4.00
EP	0.0
FS3	4.00
FRT	**76.8**
Fdef	**32.8**

Fdef=32,8 es una “fuerza deficitaria” que implica que el tramo inclinado está generando una fuerza de deslizamiento longitudinal, pero dado que en la parte baja se encuentra la estructura disipadora, no es posible el deslizamiento longitudinal en condición con sismo. Para seguridad se verifica entonces el deslizamiento longitudinal del tramo inferior que asegure que es capaz de contener Fdef (su componente horizontal) y además se debe asegurar que en condición estática el tramo inclinado sí es estable al deslizamiento, como se muestra a continuación donde Fdef=0. Consignar que la componente vertical de Fdef contribuye a aumentar la fuerza resistente por roce del tramo en cuestión.

	B-B
We	200,7
Wr	0,0
Ws	-
SV	-84,8
Sx	0,0
Wen	188,1
Wrn	0,0
Wsn	-
SV	-84,8
Sxn	0,0
N	103,3
Wel	70,1
Wrl	0,0
Wsl	-
Sxl	0,00
FD	**70,1**
Fro	44,6
FS1	1,50
Fco	205,3725
FS2	4,00
EP	0,0
FS3	4,00
FRT	**81,0**
Fdef	**0,0**

Para la verificación de la estructura disipadora inferior:

Fdef = 32,8 ton

Fdef_h = 32,8*cos(20,44) = 30,7 ton

Fdef_v = 32,8*seno(20,44) = 11,4 ton

W = 15,81ton*17m = 110,6 ton

Froce = 110,6*0,43 = 47,5 ton

FS = (47,5+11,4)/30,7 = 1,9 cumple con FS y no hay deslizamiento del tramo inclinado.

6. CÁLCULO ESTRUCTURAL DE COMPUERTAS

Las compuertas identificadas en esta memoria son las proyectadas en la obra de desvío a canal Bosquino. Se verifica el perfil de rigidez cajón []40x40x3 y la placa e=5,0mm

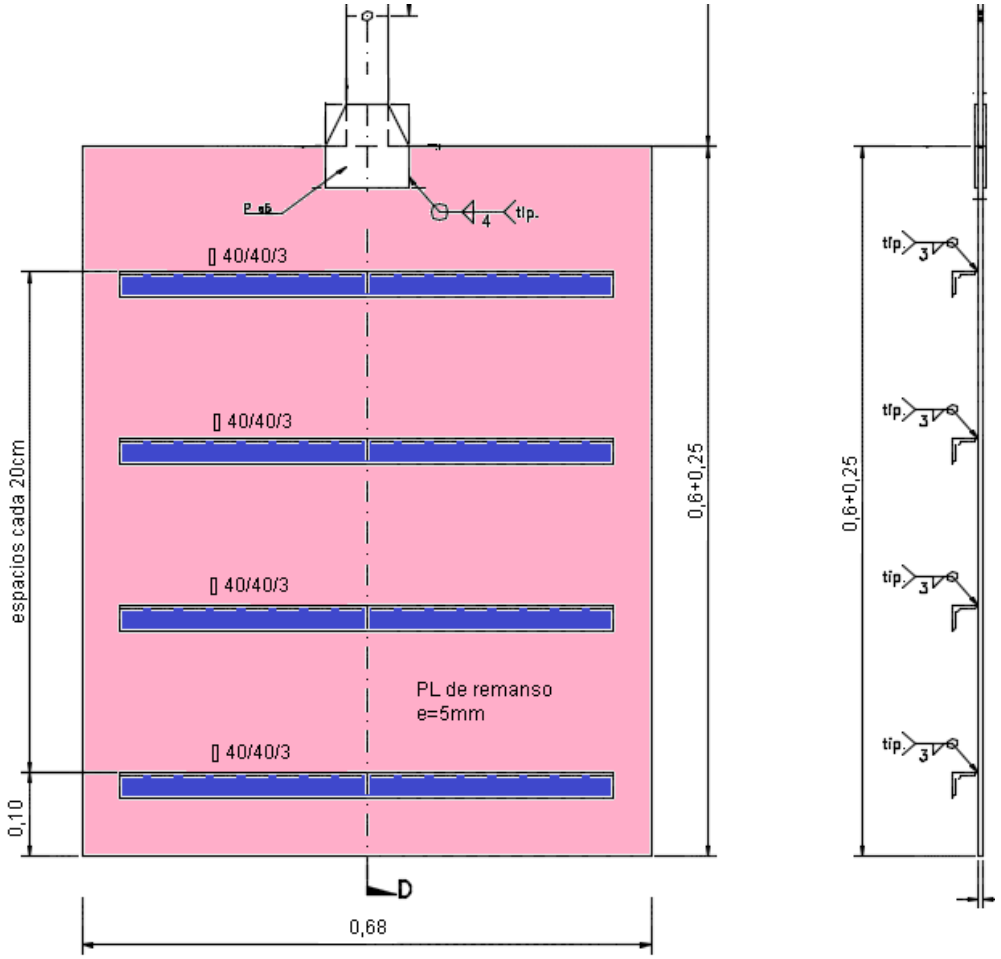


Figura 74 – Esquema de compuerta

Para la verificación de estos elementos se realiza un modelo de placas y frame en Risa3D.

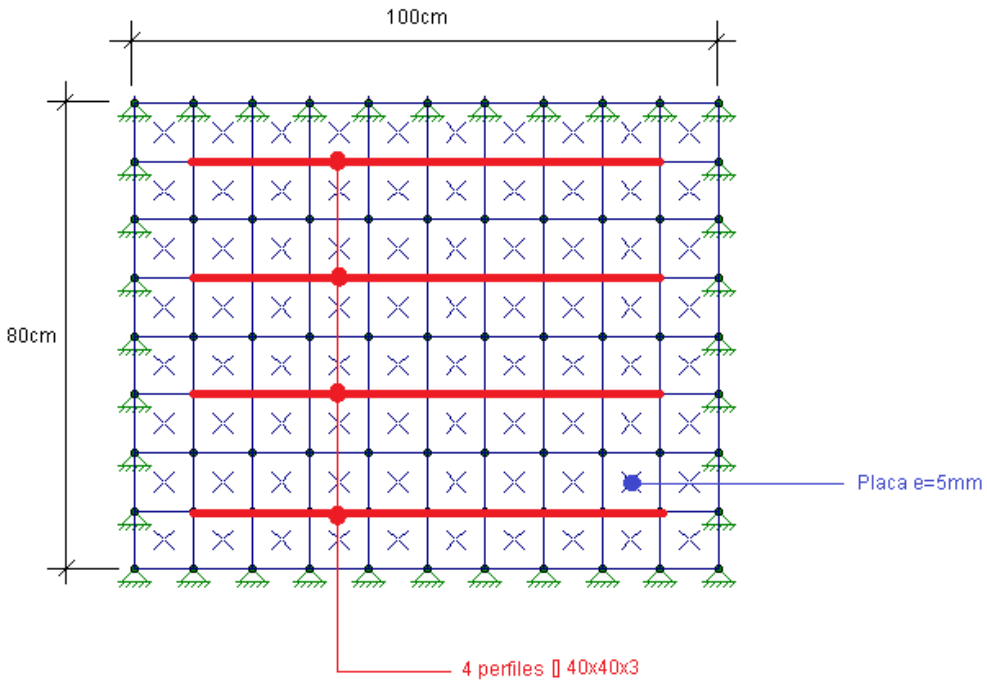


Figura 75 – Modelo de análisis en Risa3D

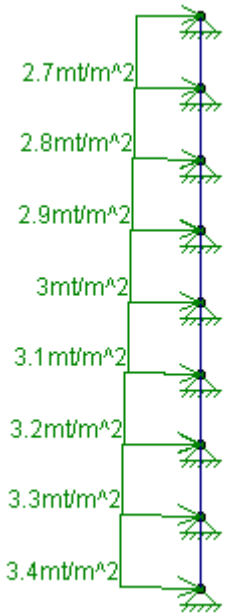


Figura 76 – Distribución de carga hidráulica estática

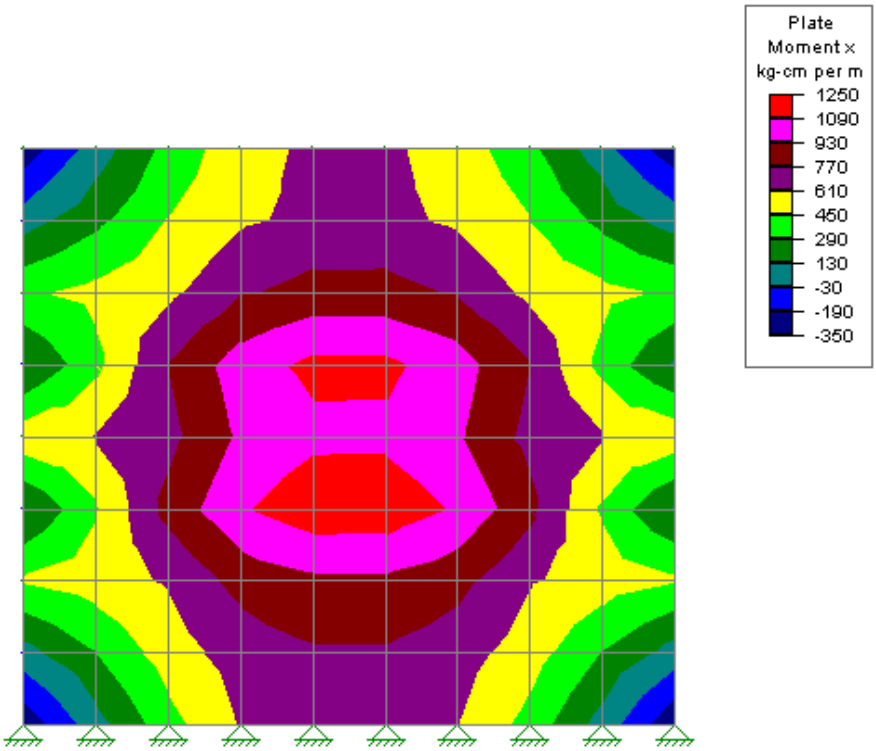


Figura 77 – Momento Mx en placa

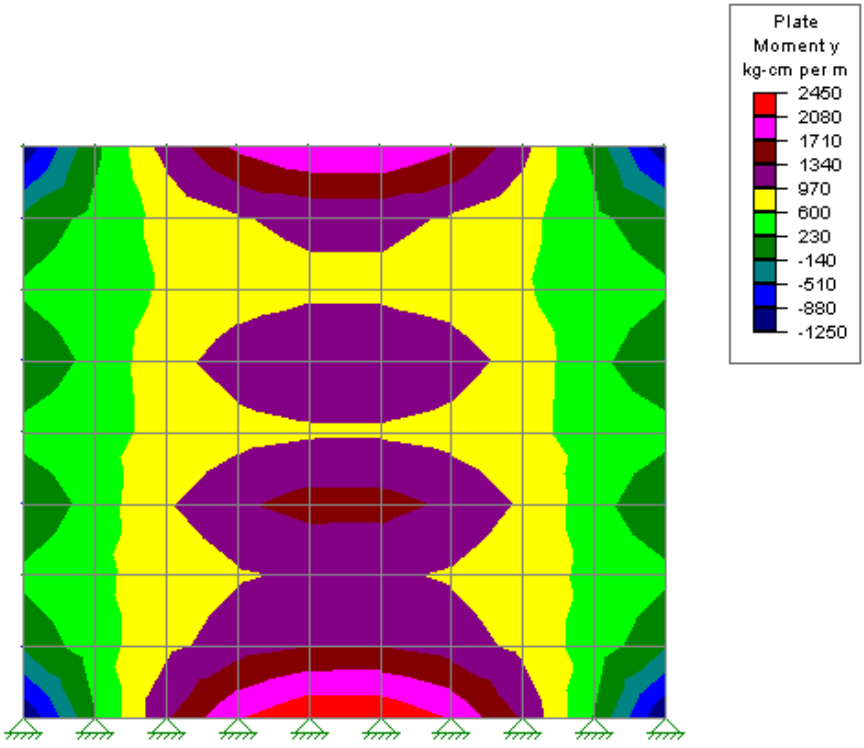


Figura 78 – Momento My en placa

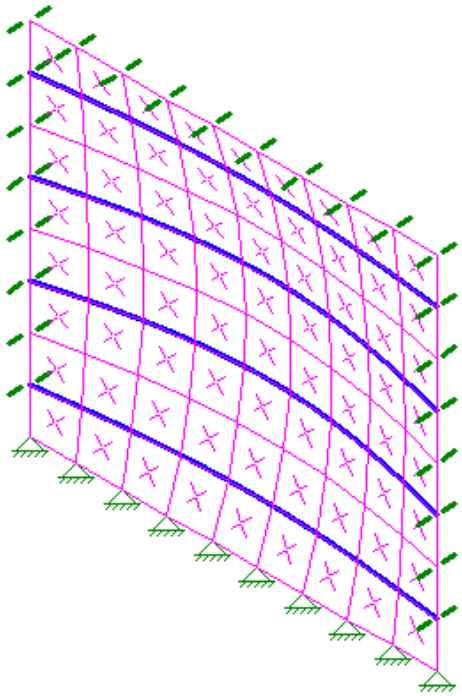


Figura 79 – Deformada de compuerta

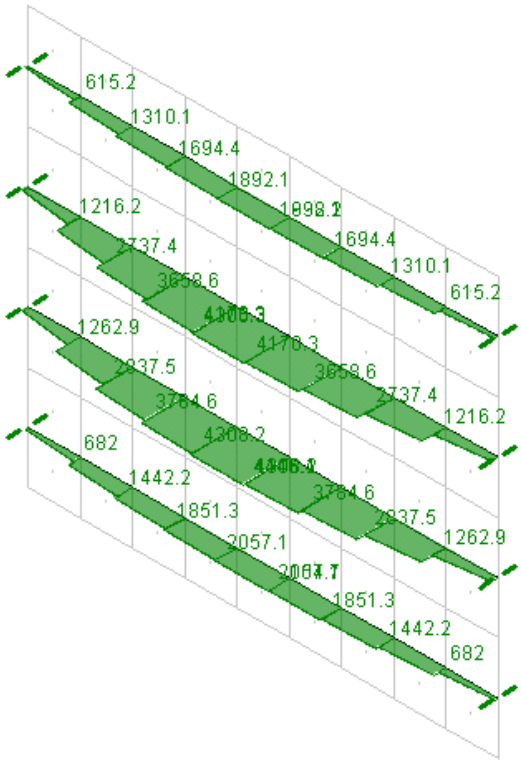


Figura 80 – Diagrama de momento flector My en perfiles []40x40x3

No hay momento flector en la dirección vertical Mz.

El máximo momento se produce como es esperable en el plano horizontal, debido a la presión hidrostática.

My_máx = 4308 kg*cm => σ = M/W = 4308/4,64cm^3 = 928 kg/cm^2 < 0,6Fy = 1520 kg/cm^2 (A36)

Para la placa Mmáx = 2450 kg*cm => σ = M/W = 2450/4,17cm^3 = 5888 kg/cm^2

7. OBRA DE DESCARGA CANAL LO ESPEJO

Se calcula el muro de contención (muro ala) principal de la obra de descarga del canal Lo Espejo sobre el canal Santa Marta.

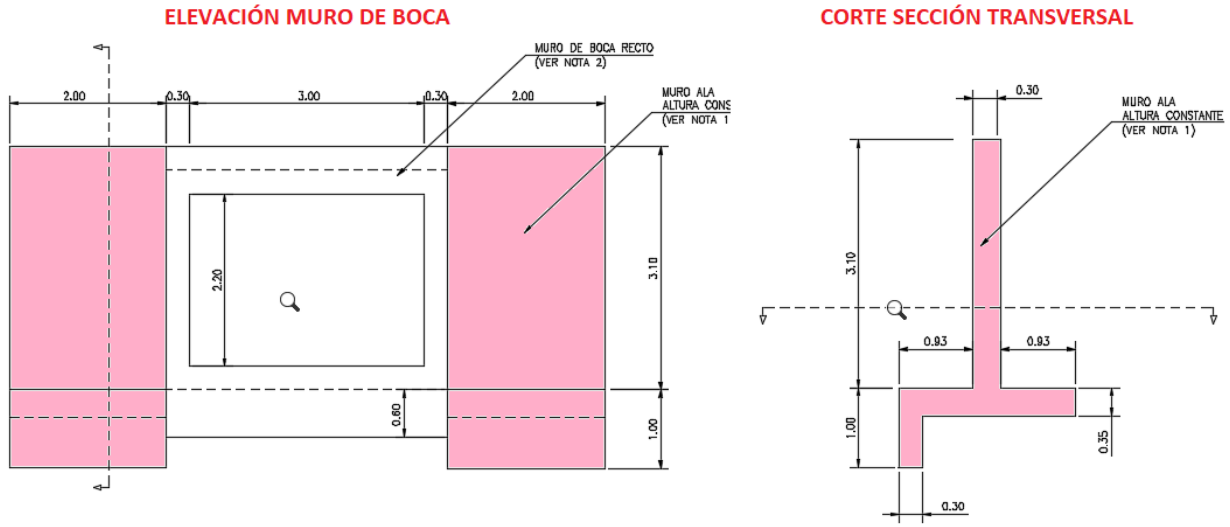


Figura 81 – Elevación y sección transversal muro de boca (contención)

h = 3,1m (altura libre del muro)
hd = 1,0m (profundidad del diente)
H = 3,45m (altura total desde el sello de fundación)
h1 = 3,45m (altura de relleno)
e1 = e2 = 0,3m (espesor muro arriba y abajo)
E = 0,35m (espesor zapata)
C = 0,93m (largo zapata hacia el relleno)

DATOS GEOMETRICOS										
			V	FSe	**2,83**					
H	3,45			FSs	1,36					
h1	3,45		D	RSe	**1,42**	>1				
h2	0,35			RSs	1,14	>1				
U	0,00		EST	σmax	**0,64**	kg/cm2				
E	0,35			σmin	**0,27**	kg/cm2				
B	2,16		SIS	σmax	**1,73**	kg/cm2				
C	0,93			σmin	**0,00**	kg/cm2				
e1	0,30									
e2	0,30									
α	0	3,012								
β	0									
h3	0,65	m	profundidad diente de empuje pasivo							
bs	0,30	m	ancho superior diente							
bi	0,30	m	ancho inferior diente							

DATOS DEL TERRENO		
γh	2,4	
γs	2	
ϕ	35	
δ	0	30

CARGAS	
q	0,00

1.Determinación de Pesos

1.1 Peso y centro de gravedad del hormigón

hg	1,55	
αm	0	
Nh	4,05	
xh	1,08	

1.2 Peso y centro de gravedad del relleno interior

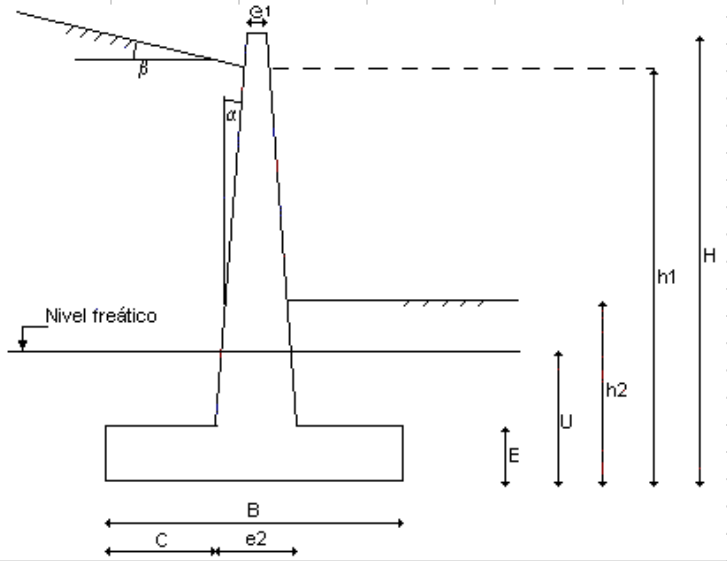
f1	3,10	altura del relleno
d1	0,93	ancho superir del relleno
Ps1	5,77	peso del relleno
bs1	0,47	punto de acción del relleno

1.3 Peso y centro de gravedad del relleno exterior

f2	0,00
d2	0,93
Ps2	0,00
bs2	1,70

1.4 Peso y centro de gravedad del relleno total

Ns	5,77
xs	0,47



1.5 Angulo sísmico									
Ah	0,21								
Av	0,14								
θ	13,722								
2. EMPUJES									
2.1 Empuje activo									
Ka	0,27								
qa	2,22								
Pa	4,56								
Na	0,00								
Ma	6,23								
2.2 Empuje pasivo									
Kp	3,69								
qp	7,38	1							
Pp	3,69								
Mp	1,23								
2.3 Sobrecarga									
qq	0,00								
Pq	0,00								
Nq	0,00								
Mq	0,00								
2.4 Empuje sísmico									
Ks	0,370								
ΔKs	0,099								
qs	0,810								
Ps	1,660								
Nd	0,000								
Ms	4,538								
Pps	0,469	1							
yps	1,550								
Mps	0,891								
2.5 NAPA									
qn	0,00								
xn	1,08								
Pn	0,0								
Mn	0,00								
3. VOLCAMIENTO									
Mve	5,00								
Mvs	10,42								
Mr	14,14	9,77337							
FSe	**2,83**								
FSs	**1,36**								

4. DESLIZAMIENTO	
CR	0,700
c	0,00
Fde	4,56
Fds	6,68
Fre	6,45
Frs	7,61
Re	**1,42**
Rs	**1,14**
5. TENSIONES EN EL SUELO	
5.1 Caso estático	
Mge	1,45
Nge	9,81
ex	0,15
c	0,36
σmax	**0,64**
σmin	**0,27**
5.2 Caso sísmico	
Mgs	6,88
Ngs	9,81
ex	0,70
c	0,36
σmax	**1,73**
σmin	**0,00**

El muro de contención señalado en figura 81 cumple con los criterios de estabilidad al deslizamiento, volcamiento y presiones sobre el suelo.

Veamos su armadura requerida por resistencia.

Esfuerzos mayorados

h(m)	Muest	Quest	Nuest	Musis	Qusis	Nusism
0,0000	4,31	4,17	1,99	9,13	6,67	2,65

Mu_máx = 9,13 ton*m => As_req = 10,2 cm^2/m

Todos los esfuerzos de corte y momento señalados son en la base del muro

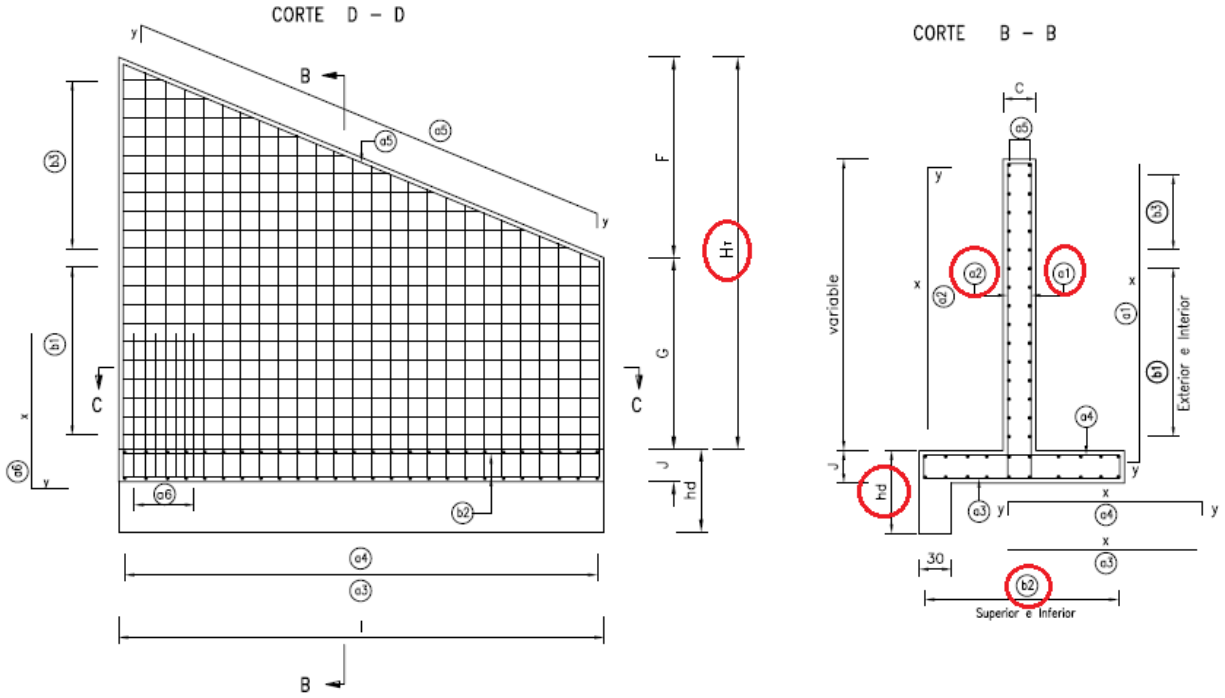


Figura 82 – Armadura de muro de boca típico del Manual de Carreteras

GEOMETRIA (cm)										ARMADURA (cm)								
H	H1	C	D	E	F	G	I	J	hd	a1	a2	a3	a4	a5	a6	b1	b2	b3
80	130	20	20	0	70	60	150	25	80	ø8a20 x=75/145 y=15	ø8a20 x=75/145 y=10	ø8a20 x=50	ø8a20 x=50 y=15	1+1ø10 x=155/175 y=20	2ø10 x=130 y=25	ø8a20 x=140/160 y=10	ø8a20 variable	ø8a20 135/155 x=10/30 y=10
100	150	20	20	5	80	70	170	25	80	ø8a20 x=85/165 y=15	ø8a20 x=85/165 y=10	ø8a20 x=50/60	ø8a20 x=50/60 y=15	1+1ø10 x=175/195 y=20	2ø12 x=150 y=30	ø8a20 x=160/180 y=10	ø8a20 variable	ø8a20 140/160 x=10/30 y=10
120	170	20	20	10	90	80	190	25	80	ø8a20 x=95/185 y=15	ø8a20 x=95/185 y=10	ø8a20 x=50/70	ø8a20 x=50/70 y=15	1+1ø10 x=200/220 y=20	2ø12 x=155 y=30	ø8a20 x=180/200 y=10	ø8a20 variable	ø8a20 140/160 x=10/30 y=10
150	200	20	20	15	105	95	220	25	80	ø10a20 x=110/215 y=25	ø8a20 x=110/215 y=10	ø8a20 x=50/80	ø8a20 x=50/80 y=15	1+1ø10 x=230/250 y=20	3ø12 x=170 y=30	ø8a20 x=210/230 y=10	ø8a20 variable	ø8a20 200/220 x=35/50 y=10
180	230	20	22,5	17,5	120	110	260	25	80	ø12a20 x=125/245 y=30	ø8a20 x=125/245 y=10	ø8a20 x=55/90	ø8a20 x=55/90 y=15	1+1ø10 x=275/295 y=20	3ø16 x=220 y=50	ø8a20 x=250/270 y=10	ø8a20 variable	ø8a20 230/250 x=10/30 y=10
200	265	25	25	22,5	135	130	290	30	95	ø12a20 x=150/285 y=25	ø10a20 x=150/285 y=15	ø8a15 x=65/110	ø8a20 x=65/110 y=20	1+1ø10 x=310/335 y=20	3ø16 x=200 y=40	ø8a20 x=280/305 y=15	ø8a20 variable	ø8a20 255/280 x=10/30 y=10
250	310	25	30	32,5	160	150	340	30	90	ø12a15 x=170/330 y=25	ø8a15 x=170/330 y=15	ø12a20 x=75/140	ø8a20 x=75/140 y=20	1+1ø10 x=365/390 y=20	3ø22 x=300 y=75	ø8a20 x=330/355 y=15	ø8a20 variable	ø8a20 310/335 x=10/35 y=15

Figura 83 – Cuadro de armaduras de muro de boca (para H=3,1m)

El muro de contención es una extensión del muro tipo del Manual de Carreteras, donde se recomienda una armadura 12a15 + 3ϕ22 = 18,9 cm^2 > 10,2 cm^2 calculados, por lo tanto está OK.

Se muestran los diagramas de fuerzas mayoradas de corte y momento, más las deformaciones (en condición de servicio).

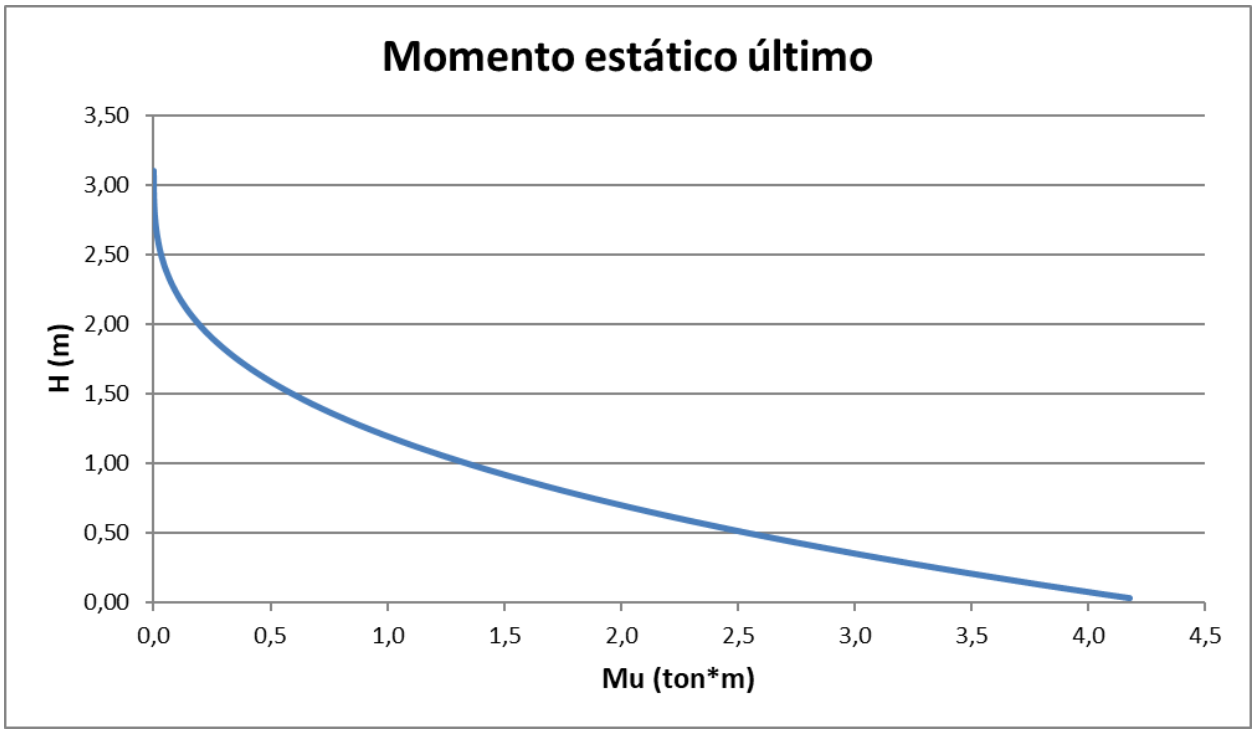


Figura 84 – Distribución de Momento estático Mu_est

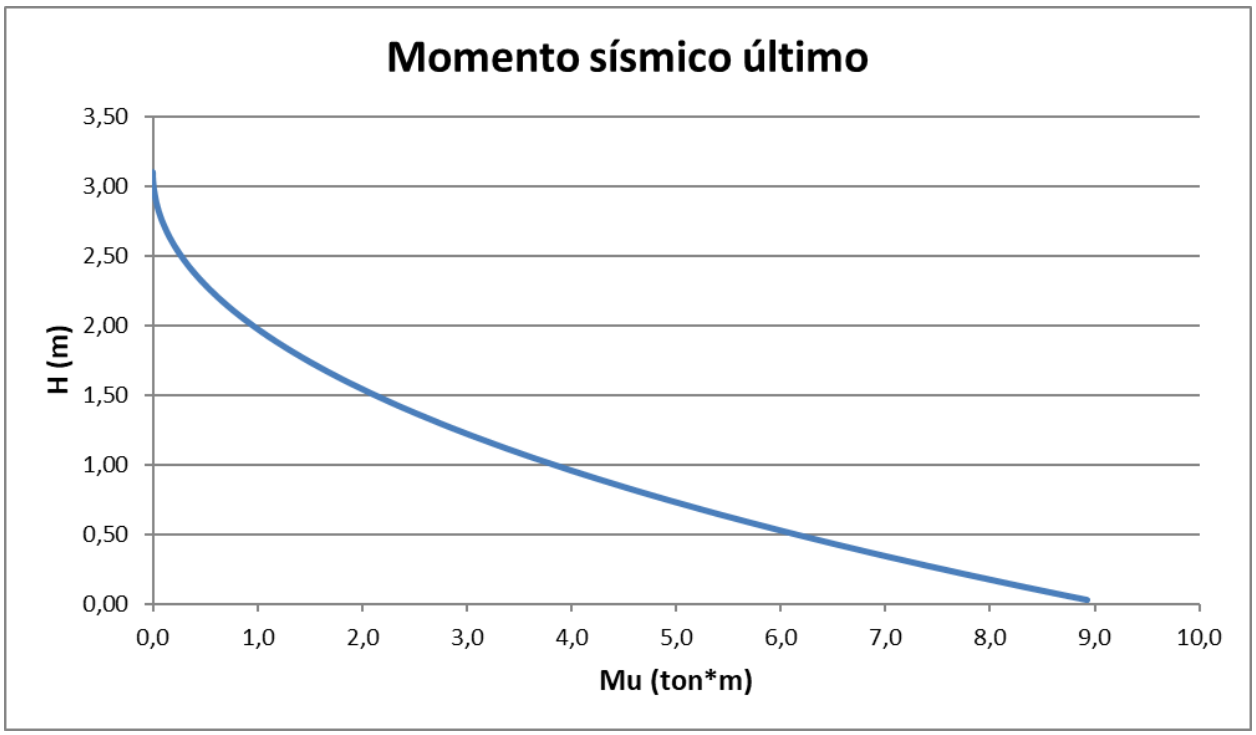


Figura 85 – Distribución de Momento sísmico Mu_sís

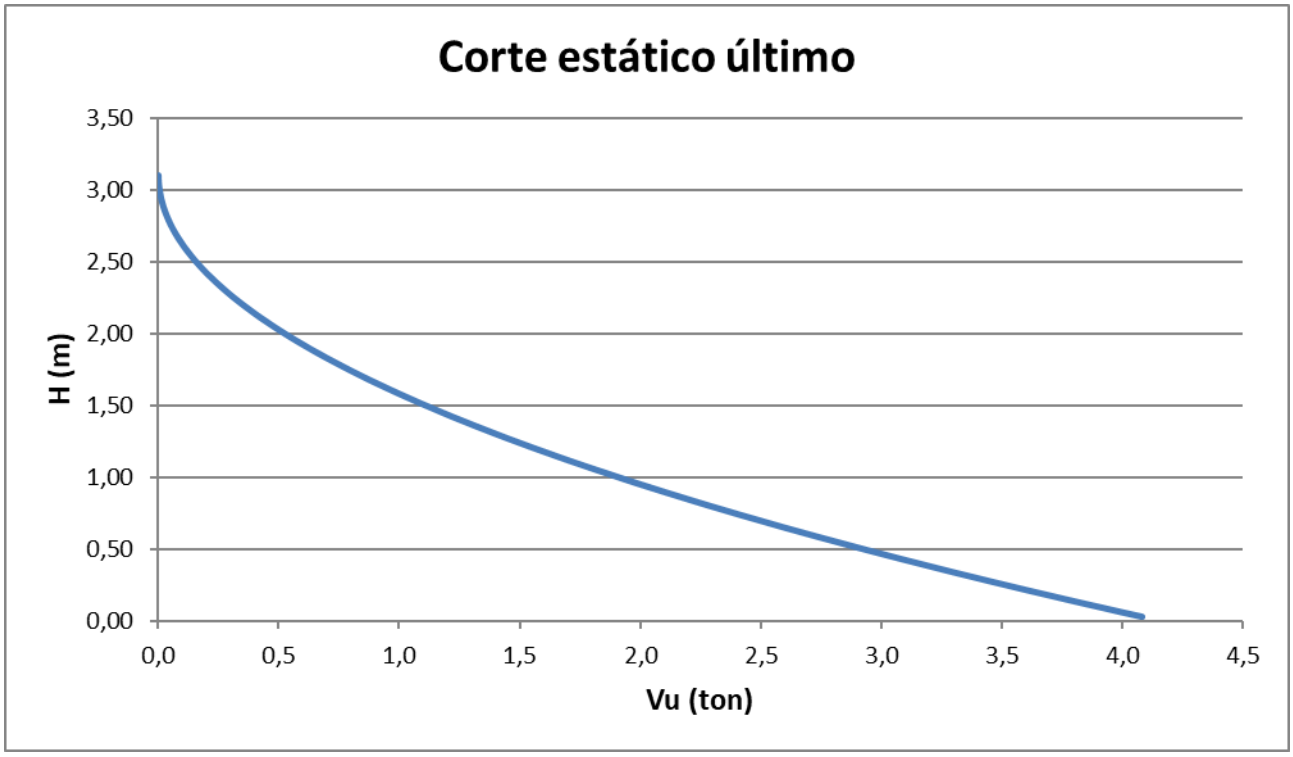


Figura 86 – Distribución de corte estático Vu_est

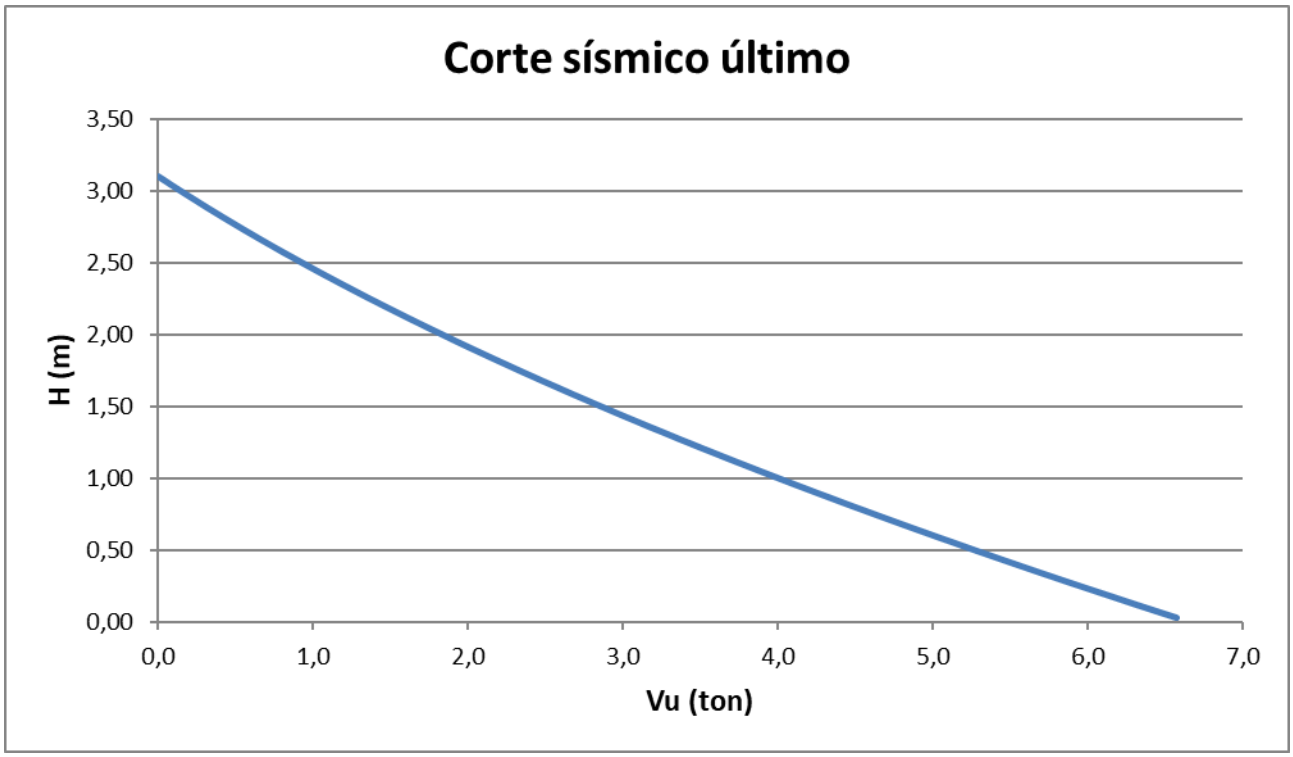


Figura 87 – Distribución de corte sísmico Vu_sís

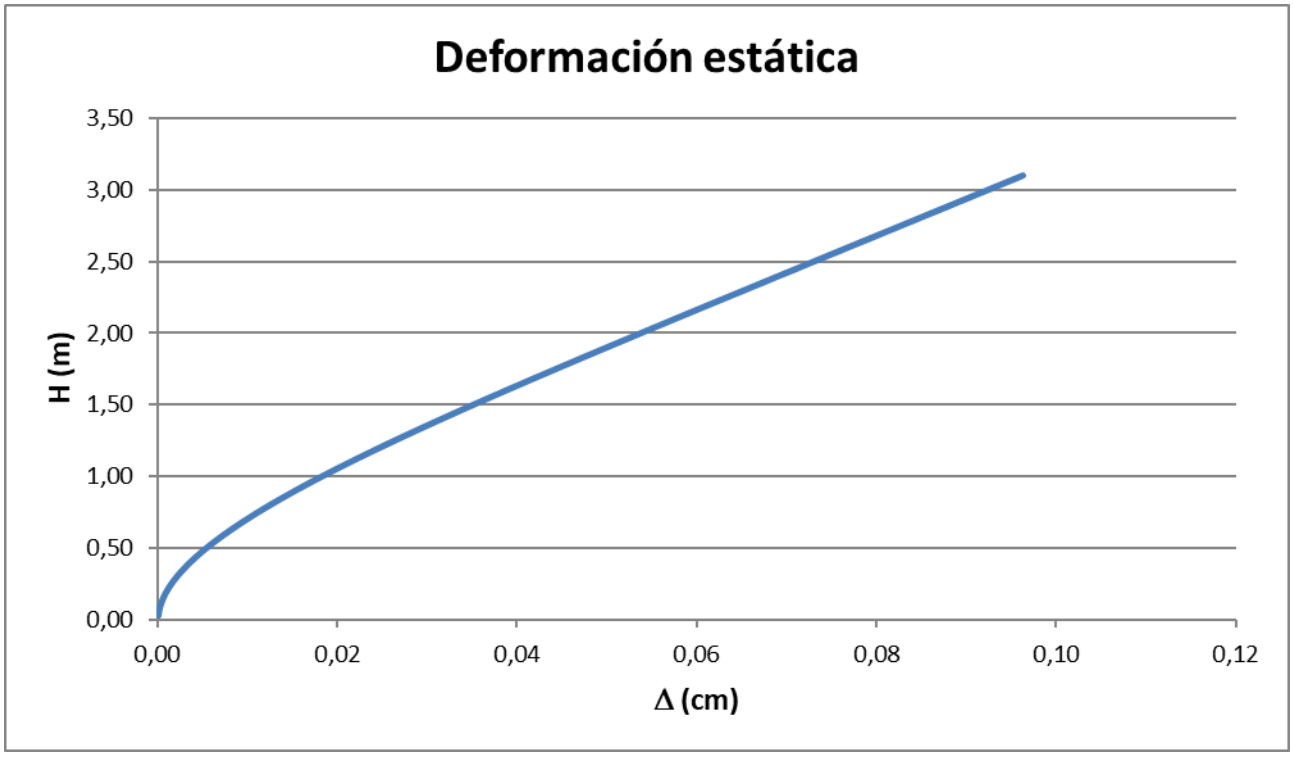


Figura 88 – Deformación estática

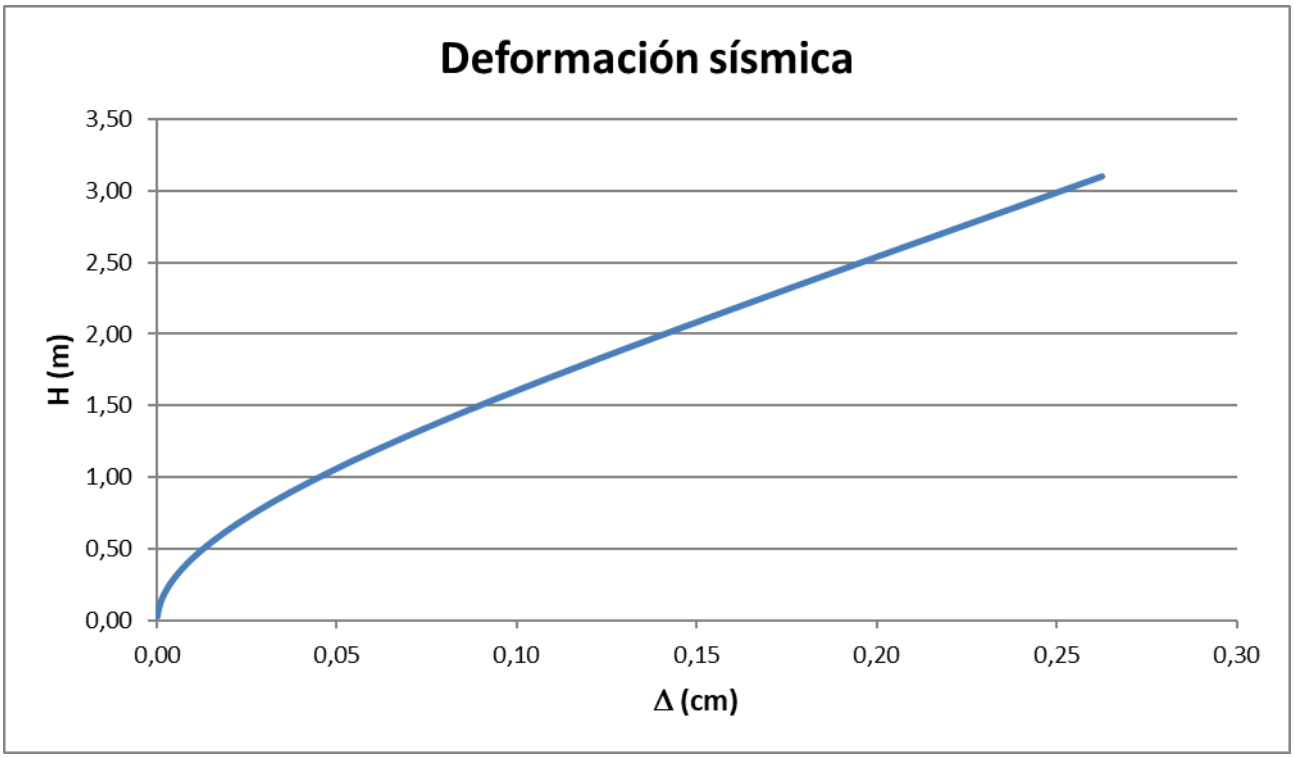


Figura 89 – Deformación sísmica

Condición de servicio (deformaciones estática y sísmica)

h(m)	Mest	Qest	Msis	Qsis	Δ_est (cm)	Δ_sis (cm)
3,10	0,0	0,0	0,0	0,0	0,10	0,26

+

Los esfuerzos de corte y momento son “0” porque son los resultantes en el extremo superior del muro, para efectos de estimar las deformaciones.

8. INFLUENCIA DE PERFORACIONES DE DESCARGA

A continuación se demuestra la influencia de las perforaciones de descarga en cajón, que se producen en distintos puntos a lo largo del canal Santa Marta proyectado. Para efectos de cubrir distintos casos de diámetros, ángulos de acometida y altura dl punto de descarga en los muros laterales, se realiza una verificación del efecto para el caso crítico que corresponde al mayor diámetro de 1000mm.

Se realiza un modelo tridimensional de un tramo de 10m del cajón típico 3,0x2,2m. En los puntos de descarga se tiene una cobertura de relleno sobre la clave del cajón de 1,5m de acuerdo al perfil longitudinal.

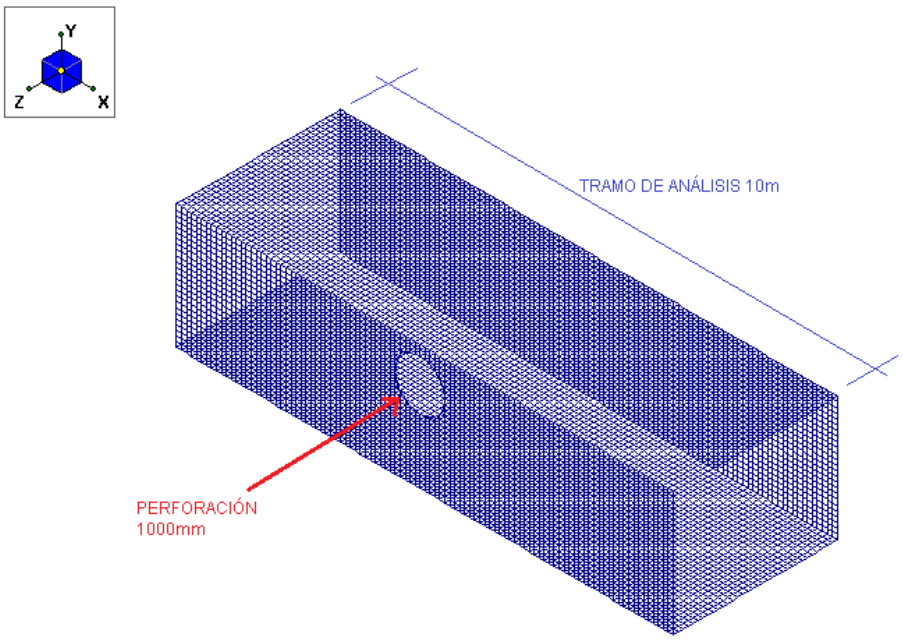


Figura 90 – Modelo para análisis de influencia de las perforaciones de descarga

El modelo considera las cargas típicas del cajón (estáticas y sísmicas).

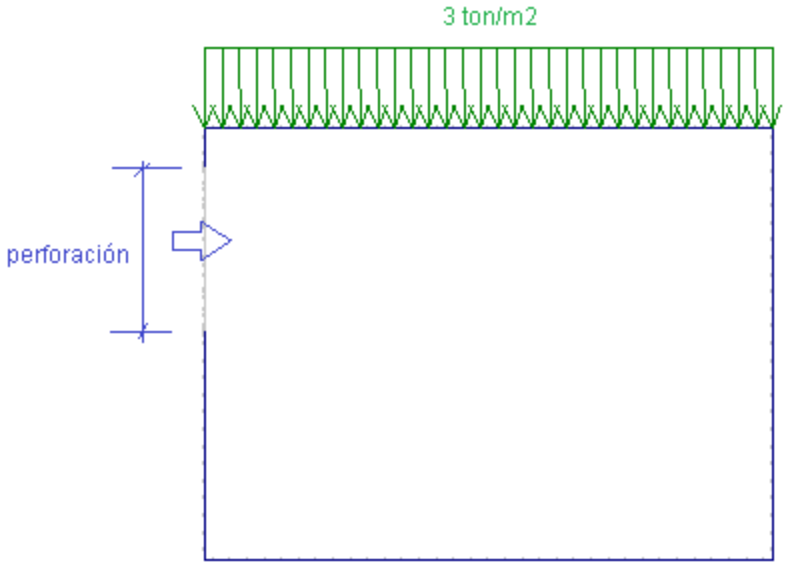


Figura 91 – Carga por cobertura de suelo h=1,5m

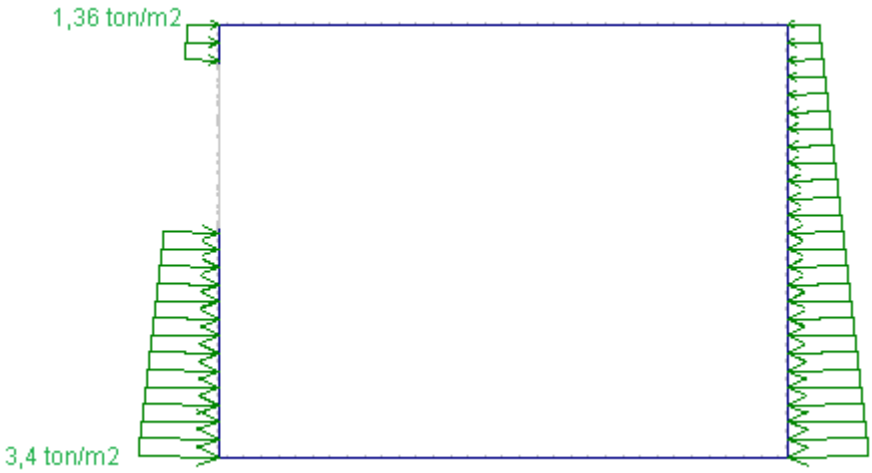


Figura 92 – Empuje estático del suelo saturado

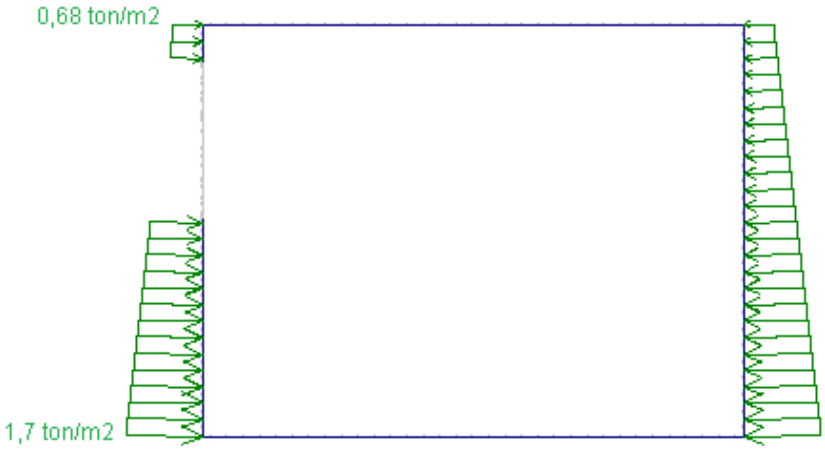


Figura 93 – Empuje estático del suelo sumergido

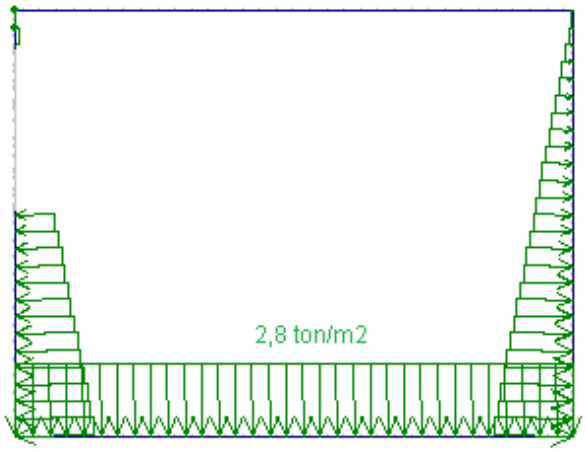


Figura 94 – Agua interior (lleno)



Figura 95 – Agua exterior

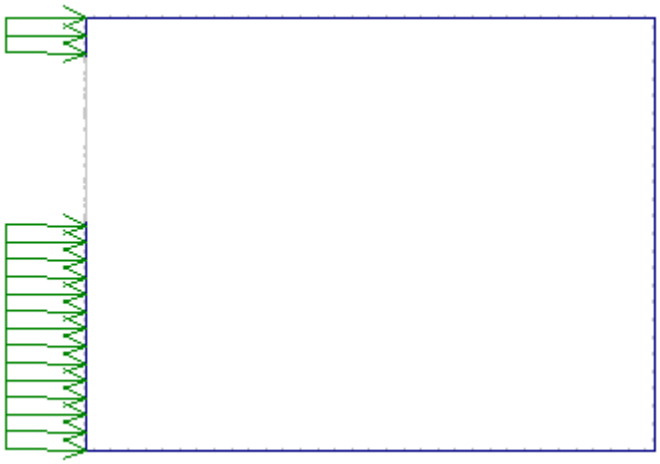


Figura 96 – empuje sísmico del suelo

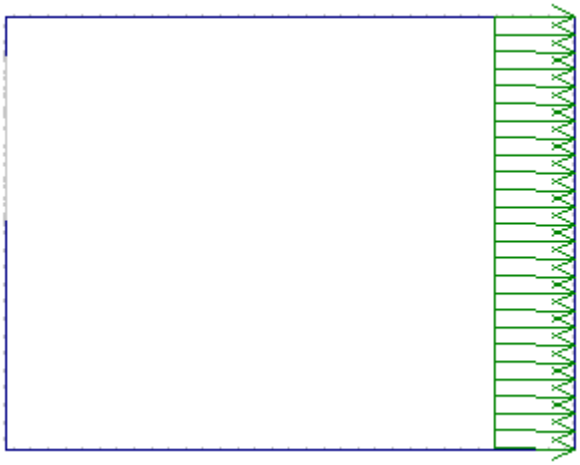


Figura 97 – Empuje sísmico del agua interior (Westergaard)

En cuanto a los esfuerzos resultantes, el mayor efecto se tiene sobre el momento vertical My, con un máximo de 5,4 ton*m, lo que no sobrepasa el momento máximo admisible para la armadura proyectada 16a20 en el menos de los casos (recordar que en sectores críticos y de mayor profundidad se dispone de armadura vertical 18a20. Se concluye entonces que las perforaciones no afectan la resistencia estructural de los cajones proyectados.

El caso de la flexión horizontal Mx es mucho menor, pues tiene algún efecto en esa dirección pero dado que no el cajón no está diseñado principalmente para trabajar en esa dirección, implica que las armaduras de repartición dispuestas son suficientes para toar esos esfuerzo menores que aparecen por influencia de las perforaciones.

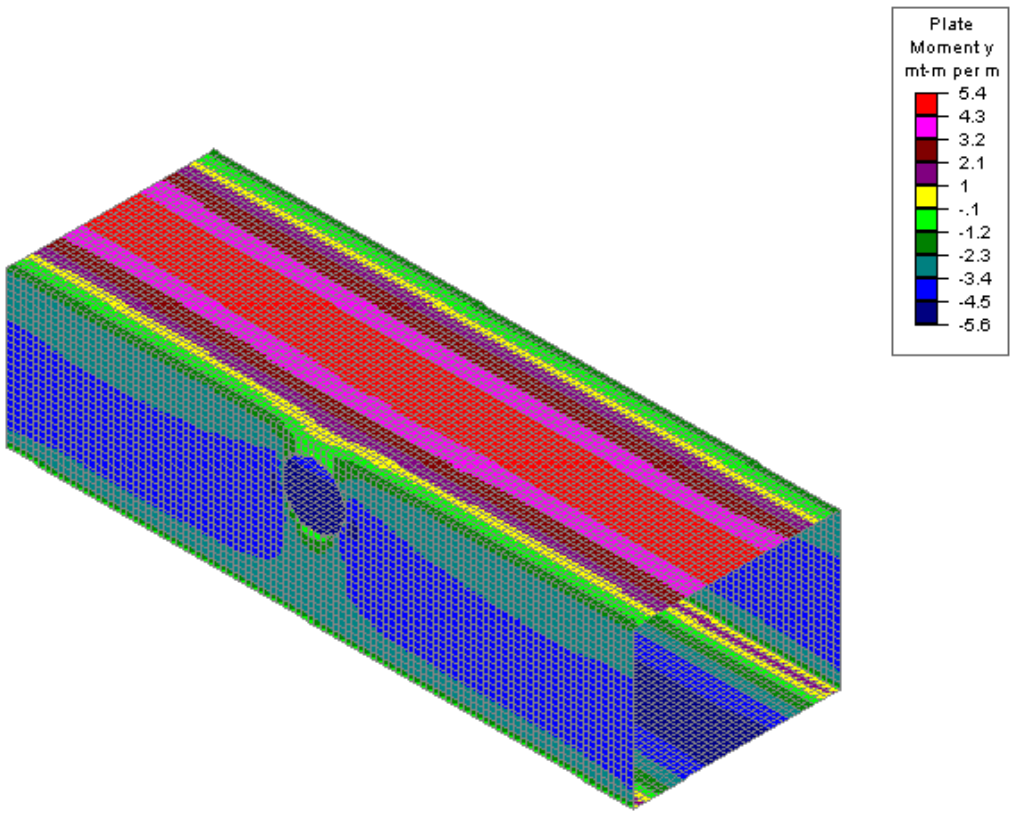


Figura 98 – Momento vertical My para combinación estática LC2 (estático interior)

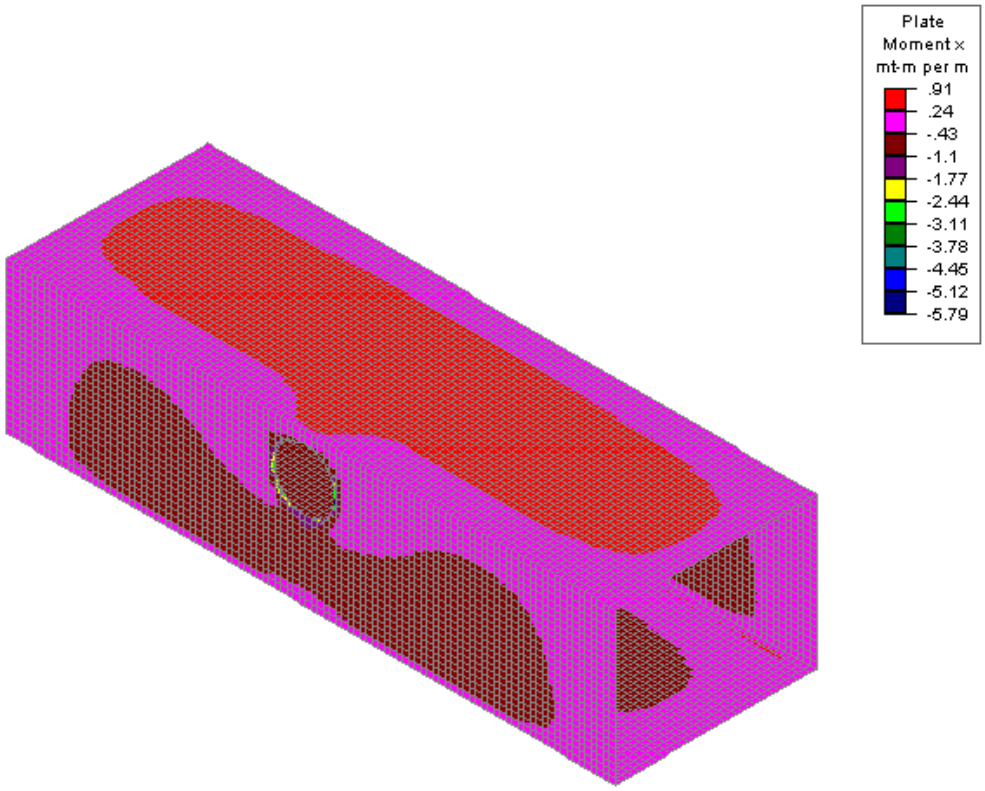


Figura 98 – Momento horizontal Mx para combinación estática LC2 (estático interior)