

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL



**EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA
MUESTRA REPRESENTATIVA DE EDIFICACIONES UBICADAS EN
LA PRIMERA LÍNEA DE LA COSTA DEL DISTRITO DE PIMENTEL
POR CARGAS DE TSUNAMI**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL AMBIENTAL**

AUTOR

JULIO ALEXANDER QUINTANA QUEVEDO

ASESOR

Ing. EDUARDO ANTONIO LARREA WONG

Chiclayo, 2019

DEDICATORIA

Esta tesis le dedico:

A Dios, por haberme dado el maravilloso Don de la vida en el momento oportuno.

A mis padres Julio Quintana y Liliana Quevedo, por su apoyo incondicional en todas las etapas de mi vida y por la confianza intacta que me han tenido.

A mi hermano Carlos Quintana, por enseñarme a ser una persona luchadora y perseverante en momentos difíciles.

A mi señora Edith Quispe, por su compañía, su apoyo mutuo y por formar parte de mi vida la cual me complementa.

A mis dos pedacitos de cielo Andrea y Eimy, que son mi alegría de cada día y el motivo para seguir adelante.

A mi asesor Eduardo Larrea, por compartirme sus conocimientos y experiencias en Ingeniería Estructural que me ha servido para realizar esta de tesis.

¡A Dios y a todos, muchas muchísimas Gracias!

Julio Alexander Quintana Quevedo.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a cada uno de mis mejores y grandes amigos que me apoyaron en el desarrollo de mi tesis, demostrándome, sin lugar a duda, el gran interés que tienen de mi en salir adelante.

Agradezco a todos y a cada uno de los ingenieros de la Facultad de Ingeniería Civil Ambiental de la Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, porque de alguna u otra manera me brindaron muchas experiencias y enseñanzas en el entorno profesional.

Julio Alexander Quintana Quevedo.

RESUMEN

El Perú forma parte del Anillo de Fuego del Pacífico, caracterizada por ser una zona altamente sísmica y volcánica a nivel mundial. A raíz de esto, los antecedentes de eventos sísmicos y tsunamigénicos demuestran lo destructivos que pueden ser en zonas urbanizadas.

Los tsunamis son eventos poco frecuentes pero muy destructivos. Nuestro Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) no contempla parámetros normativos de diseños para este tipo de eventos. Este proyecto de tesis contempla diseños para eventos tsunamigénicos aplicados a una muestra representativa de edificaciones ubicadas en la primera línea de la costa del Distrito de Pimentel basándose en normas y códigos internacionales.

Para el desarrollo del proyecto de tesis se realizó el modelamiento numérico del tsunami en la zona costera de Pimentel mediante el modelo TUNAMI-N2 en el programa MATLAB. Uno de los requerimientos importantes para modelar el tsunami es la magnitud del sismo, que para este proyecto de tesis se modeló el tsunami generado por magnitud sísmica igual a 9.0 Mw.

La simulación de las edificaciones se desarrolló en el programa ETABS con las cargas producidas por el sismo y el tsunami. Posteriormente se diseñó mediante hojas de cálculo en el Ms Excel para calcular los elementos estructurales. Los costos y presupuestos fueron procesados mediante el programa S10 para determinar el monto total de cada uno de las estructuras diseñadas y la programación de obra fueron desarrolladas en el programa Ms Project.

PALABRAS CLAVE: evento sísmico, evento tsunamigénico, simulación numérica.

ABSTRACT

Peru is part of the Pacific Ring of Fire, characterized by being a highly seismic and volcanic area worldwide. As a result of this, the antecedents of seismic and tsunamigenic events show how destructive they can be in urbanized areas.

Tsunamis are rare but very destructive events. Our National Building Regulation does not include regulatory parameters for designs with this type of event. This thesis project contemplates designs for tsunamigenic events in application to a representative sample of buildings located on the first coast line of the Pimentel District based on international standards and codes.

For the development of the thesis project, the numerical modeling of the tsunami in the coastal area of Pimentel was carried out using the TUNAMI-N2 model in the MATLAB program. One of the important requirements to model the tsunami is the magnitude of the earthquake, which for this thesis project was generated the tsunami generated by seismic magnitude equal to 9.0 Mw.

The simulation of the buildings was developed in the ETABS program with the loads produced by the earthquake and the tsunami. Subsequently, it was designed using spreadsheets in the Ms Excel to calculate the structural elements. The costs and budgets were processed through the S10 program to determine the total amount of each of the designed structures and the work schedule were developed in the Ms Project program.

KEYWORDS: seismic event, tsunamigenic event, numerical simulation.

ÍNDICE

Dedicatoria

Agradecimiento

Índice de tablas

Índice de imágenes

Resumen

Abstract

I.	INTRODUCCIÓN.....	01
II.	MARCO TEÓRICO.....	05
III.	METODOLOGÍA	172
IV.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	370
V.	CONCLUSIONES	374
VI.	RECOMENDACIONES	376
VII.	LISTA DE REFERENCIAS.....	377
VIII.	ANEXOS	384

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 01	Detalles del tsunami de Chile en el año 2010.....	30
Tabla N° 02	Características del tsunami e impactos ocasionados.....	41
Tabla N° 03	Parámetros sismo en Arequipa del 23 de junio de 2001.....	53
Tabla N° 04	Aceleraciones máximas registradas durante el terremoto de Arequipa..	54
Tabla N° 05	Clasificación de los tsunamis según el momento sísmico (Talandier, 1993)	81
Tabla N° 06	Diferencia de distancia inundada entre el tsunami modelado y el tsunami real.	97
Tabla N° 07	Socavación estimada expresada como un porcentaje de la profundidad de inundación (d).	135
Tabla N° 08	Coefficiente de masa y rigidez de escombros	148
Tabla N° 09	Profundidad Aproximada de Socavación como Porcentaje de la Profundidad del Flujo, d.	163
Tabla N° 10	Coefficiente de carga del tsunami (a) como una función de la distancia desde la fuente del fluido hasta la estructura de refugio.....	166
Tabla N° 11	Combinación de carga en el código MLIT 2570.	171

ÍNDICE DE IMÁGENES

Imagen N° 01	Zona de Ruptura a causa del sismo de magnitud 9.5 Mw de Chile del año del 1960.....	6
Imagen N° 02	Daños en terreno de relleno artificial junto a la Costanera a causa del sismo de magnitud 9.5 Mw de Chile en el año de 1960.....	6
Imagen N° 03	Camino de Valdivia a La Unión. Terrenos inundados por el mar en zona de Santo Domingo a causa del sismo de magnitud 9.5 Mw de Chile en el año de 1960.....	7
Imagen N° 04	Vista de los daños causados por el tsunami tras el sismo de magnitud 9.5 Mw en Chile en el año de 1960.....	7
Imagen N° 05	La ciudad de Valdivia después del tsunami, tras el sismo de magnitud 9.5 Mw en Chile en el año de 1960.....	8
Imagen N° 06	Vista aérea de la inundación por el tsunami, tras el sismo de magnitud 9.5 Mw en Chile en el año de 1960.	8
Imagen N° 07	Vista aérea de la inundación por el tsunami, tras el sismo de magnitud 9.5 Mw en Chile en el año de 1960.	9
Imagen N° 08	Vías de tránsito afectados por el sismo y el tsunami, tras el sismo de magnitud 9.5 Mw en Chile en el año de 1960.	9
Imagen N° 09	Avance del tsunami en Japón causado por el sismo de Chile en 1960 ...	10
Imagen N° 10	Avance del tsunami en Japón causado por el sismo de Chile en 1960... ..	10
Imagen N° 11	Avance del tsunami en Japón causado por el sismo de Chile en 1960... ..	11
Imagen N° 12	Avance del tsunami en Japón causado por el sismo de Chile en 1960... ..	11
Imagen N° 13	Ubicación del Sismo de 7.7 Mw de Tumaco – Colombia	12
Imagen N° 14	Mapa de Intensidades en la Escala de Mercalli Modificada.....	13
Imagen N° 15	Las rupturas de los terremotos de 1942, 1959 y 1979	13
Imagen N° 16	Daños ocasionados por el tsunami en la Isla de San Juan	14
Imagen N° 17	Daños causados por el tsunami de Tumaco	14
Imagen N° 18	Aspectos de los daños causados en Tumaco por el tsunami.....	15
Imagen N° 19	Daños causados en viviendas por el tsunami.....	15
Imagen N° 20	Ubicación del epicentro del sismo en Nicaragua.....	16
Imagen N° 21	Altura de las olas del tsunami de 1992 en los distintos lugares de Nicaragua	17

Imagen N° 22	Destrucción del tsunami en la ciudad de San Juan del Sur.....	18
Imagen N° 23	Poblado en completa ruina después del tsunami ocurrido en Nicaragua.	18
Imagen N° 24	Epicentro del sismo al sudoeste de Hokkaido.....	19
Imagen N° 25	Destrucción del impacto de la ola en el pueblo de Aonae	20
Imagen N° 26	Vista de las embarcaciones arrasadas tierra adentro por el tsunami	20
Imagen N° 27	Daños por el tsunami ocurrido en el puerto de Aonae.....	21
Imagen N° 28	Gran barco arrastrado 75 metros tierra adentro por el tsunami.	21
Imagen N° 29	Mapa de ubicación del sismo de Sumatra en el año 2004	22
Imagen N° 30	Mapa de intensidades del sismo de Sumatra en el año 2004. La máxima intensidad es IX en la Escala de Mercalli Modificada.....	22
Imagen N° 31	Mapa de tiempo en que viajan las olas del tsunami.....	23
Imagen N° 32	Tailandia. Huida de las personas por el impacto de la primera ola del tsunami.	24
Imagen N° 33	Sri Lanka. La inundación va en aumento, cubriendo de agua las casas hasta la mitad.....	24
Imagen N° 34	Inundación causada por el tsunami en Banda Aceh.....	25
Imagen N° 35	Pueblo de Meulaboh inundado dos días después del tsunami.	25
Imagen N° 36	Mapa de ubicación del sismo del 27 de febrero del 2010.....	26
Imagen N° 37	Mapa de intensidades del sismo de Chile en el año 2010.....	27
Imagen N° 38	Amplitud máxima del tsunami a nivel mundial.....	28
Imagen N° 39	Registro del nivel del mar en puerto Valparaíso entre las 3:00 y 12:00 AM del 27 de febrero del 2010. La línea gruesa central indica el nivel del mar pronosticado por consideraciones astronómicas (marea). La línea vertical señala hora del sismo (3.34 am). Las fluctuaciones sobre la marea pronosticada corresponden al registro de las olas del tsunami en Valparaíso	29
Imagen N° 40	Altura de ola y profundidad de flujo en distintos sitios de Chile causados por el tsunami	31
Imagen N° 41	Embarcación arrastrada por las olas del tsunami en Talcahuano	32
Imagen N° 42	Vivienda impactada por embarcaciones arrastradas por el tsunami en la isla de Rocuant	32
Imagen N° 43	Arrastre de vehículos y escombros hasta el centro de Tacahuano.....	33
Imagen N° 44	Acumulación de escombros y destrucción de viviendas a causa del tsunami en Pelluhue.....	33

Imagen N° 45	Viviendas levantadas y arrastradas por las fuerzas del tsunami en Pelluhue.....	34
Imagen N° 46	La vivienda fue levantada y destruida por el tsunami en Chile	34
Imagen N° 47	Ubicación del sismo de 9.1 Mw a nivel global.....	35
Imagen N° 48	Mapa de intensidades a causa del sismo. La máxima intensidad registrada es de IX en Escala de Mercalli Modificada.....	35
Imagen N° 49	Datos del acelerógrafo MYG004 al instante del terremoto en Japón	36
Imagen N° 50	Datos del acelerógrafo MYG012 al instante del terremoto en Japón	37
Imagen N° 51	Datos del acelerógrafo IBR003 al instante del terremoto en Japón.....	38
Imagen N° 52	Datos del acelerógrafo MYG013 al instante del terremoto en Japón	39
Imagen N° 53	Datos del acelerógrafo MYG013 al instante del terremoto en Japón	40
Imagen N° 54	Ciudad de Ishinomaki antes y después del tsunami.....	43
Imagen N° 55	Inundación aproximada en Minimisanriku Town.....	44
Imagen N° 56	Área de inundación aproximada en la zona oeste de la ciudad de Higashimatsushima	44
Imagen N° 57	Área de inundación aproximada en Sendai, Natori, y Iwanuma Cities. .	45
Imagen N° 58	Visión del tsunami en el tercer piso del edificio en el aeropuerto en Sendai.....	45
Imagen N° 59	Una ola de 10 metros de altura golpeó la costa de Japón donde quedó completamente inundado	46
Imagen N° 60	Edificio (ubicado a 600 metros del mar) destruido por el tsunami en Minami-Sanriku. Nótese el automóvil varado en la azotea del edificio	46
Imagen N° 61	Destrucción del puerto de Onagawa debido al tsunami. Se puede apreciar que el edificio de 3 niveles fue arrancado desde sus cimientos.....	47
Imagen N° 62	Vista aérea del tsunami que inundó Sendai.	47
Imagen N° 63	Daños del tsunami ocasionado en el norte de Sendai	48
Imagen N° 64	Ubicación geográfica del sismo en Chile del 2015.....	49
Imagen N° 65	Daños causados por el tsunami en la ciudad de Coquimbo	50
Imagen N° 66	Deformación inicial del fondo marino	51
Imagen N° 67	Altura de las olas que impactaron en el Callao (10 metros), la Punta (10 metros) y Costa Verde (22 metros).....	52
Imagen N° 68	El Callao destruido por olas del tsunami	52
Imagen N° 69	Mapa de ubicación del epicentro del sismo	53

Imagen N° 70	Mapa de Intensidad Regional en la escala de Mercalli Modificada para el terremoto de Arequipa del 23 de Junio de 2001	54
Imagen N° 71	Niveles medios de replegamiento del mar debido al terremoto de Arequipa del 23 de Junio de 2001	55
Imagen N° 72	Distribución de los valores de altura máxima de la ola producida por el tsunami generado por el terremoto de Arequipa del 23 de Junio de 2001 en la localidad de Camaná.....	56
Imagen N° 73	Niveles medios de inundación producidos en las localidades de Camaná debido al tsunami producido por el terremoto de Arequipa del 23 de Junio de 2001.....	57
Imagen N° 74	Área de inundación del tsunami después de ocurrido el sismo	57
Imagen N° 75	Colapso del edificio después de que el tsunami socavara sus cimientos	58
Imagen N° 76	Socavación e inundación causada por el tsunami en las viviendas	58
Imagen N° 77	Mapa de ubicación del epicentro del sismo	59
Imagen N° 78	Arrastre de embarcaciones y escombros causados por el tsunami	60
Imagen N° 79	Mapa de inundación de la localidad de Pisco	60
Imagen N° 80	Alcance del agua a consecuencia del tsunami en la ciudad de Pisco.....	61
Imagen N° 81	Colapso del edificio por consecuencia del sismo en Pisco	61
Imagen N° 82	Mapa de inundación de San Andrés.....	62
Imagen N° 83	Alcance del agua en la localidad de San Andrés a causa del tsunami	62
Imagen N° 84	Visualización de embarcaciones y escombros en la localidad de San Andrés	63
Imagen N° 85	Mapa de inundación de la localidad de Paracas.....	63
Imagen N° 86	Alcance del agua en la localidad de Paracas por causa del tsunami.....	64
Imagen N° 87	Inundación causada por el tsunami en Paracas	64
Imagen N° 88	Características de una onda senoidal pura	65
Imagen N° 89	Superposición de ondas de un estado típico del mar	66
Imagen N° 90	Fenómeno de Shoaling.....	67
Imagen N° 91	Fenómeno de Refracción. Convergencia y Divergencia de Olas	67
Imagen N° 92	Fenómeno de Refracción. Propagación de olas a la costa	68
Imagen N° 93	Fenómeno de difracción.....	68
Imagen N° 94	Fenómeno de reflexión de olas	69
Imagen N° 95	Rompiente de la ola	70
Imagen N° 96	Convección del aire y generación de las olas	70

Imagen N° 97	Vientos huracanados agitando la playa.....	71
Imagen N° 98	Efectos del Sol y la Luna sobre el mar	71
Imagen N° 99	Marea alta en la ciudad de Gijón, España.....	72
Imagen N° 100	Marea baja en la ciudad de Gijón, España.....	72
Imagen N° 101	Tsunami causado por un sismo marino	73
Imagen N° 102	Fuerza de Coriolis a nivel Global	74
Imagen N° 103	Moléculas internas y externas.....	74
Imagen N° 104	Tipos de olas según la fuerza perturbadora, restauradora y su periodo, incluyendo la curva de energía asociada para cada caso	75
Imagen N° 105	Sismos con epicentros en el mar.....	76
Imagen N° 106	Deslizamiento submarino en el lecho marino.....	76
Imagen N° 107	Explosión volcánica en el lecho marino	77
Imagen N° 108	Impacto por un asteroide en el océano.....	78
Imagen N° 109	Fases del tsunami	79
Imagen N° 110	Tsunami de campo cercano.....	79
Imagen N° 111	Tsunami de campo lejano	83
Imagen N° 112	Casas intactas flotaban desde sus cimientos y se llevan tierra adentro durante el huracán Hugo en 1989 (Garden City, California del Sur)	85
Imagen N° 113	Daño por levantamiento de pisos del muelle de concreto prefabricado .	86
Imagen N° 114	Fallo por doblez negativo de un sistema de pisos doble T debido a fuerzas de levantamiento (Huracán Katrina, 2005).....	87
Imagen N° 115	Marejada en Horseshoe Beach, Florida, durante la tormenta tropical Alberto en 2006.....	89
Imagen N° 116	Flujo canalizado entre grandes edificios durante el huracán Opal en 1995 recorrió un canal profundo y daño la infraestructura y casas en la playa de Naverre, Florida	91
Imagen N° 117	Casa apoyada por pilares en la zona de flujo canalizado. Los cimientos del edificio y la elevación lograron evitar el flujo de alta velocidad, erosión y socavación de destruir este edificio	92
Imagen N° 118	Olas de la tormenta que se rompen contra un dique frente a una residencia costera en Stinson Beach, CA.....	93
Imagen N° 119	Run-up (cota de inundación) de la ola bajo edificios elevados en Scituate, MA, durante la tormenta en diciembre de 1992	93

Imagen N° 120	El suelo del edificio fue erosionado debido al run-up (cota de inundación) de las olas y las mareas de la tempestad (Huracán Iván, 2004).....	94
Imagen N° 121	Losas de cimentación de concreto volteadas por la acción de las olas, lo que genera grandes cargas no anticipadas sobre los cimientos del edificio. (Surf City, Carolina del Norte, Huracán Fran, 1996).....	95
Imagen N° 122	Faro de Scotch Cap destruido por el tsunami de las Islas Aleutianas de 1946.....	96
Imagen N° 123	Casa soportada por pilares en Dauphin Island, AL, fue destruida por el impacto de los escombros de otra casa. (Huracán Georges, 1998).....	96
Imagen N° 124	Los pilares de un muelle fueron arrastrados más de 2 km por la marejada ciclónica en Pensacola Beach, FL (Huracán Opal, 1995).....	98
Imagen N° 125	Desviación de troncos de madera clavados en casas costeras en Sandy Point, WA, durante una tormenta en Marzo de 1995.....	99
Imagen N° 126	Destrucción total de un grupo de estructuras de Madera en la Villa de Aonae, Okushiri, Japón	100
Imagen N° 127	Daño causado por el impacto de escombros (bote pesquero) en Aonae, Japón	101
Imagen N° 128	Escombros cargados por el tsunami del Océano Índico del 2004	102
Imagen N° 129	Columnas de concreto dañadas por el impacto de escombros.....	103
Imagen N° 130	Definición de Variables	103
Imagen N° 131	Berma de tierra para evacuación de personas en caso de tsunami.....	104
Imagen N° 132	Complejo deportivo diseñado para congregación de un gran número de personas.....	105
Imagen N° 133	Complejo hotelero y de convenciones. Las salas de reunión, de baile y de exhibición están ubicados sobre la cota de inundación del tsunami y pueden servir de áreas de refugio	105
Imagen N° 134	Ubicación de refugios de evacuación vertical considerando distancia de escape. Las flechas muestran las rutas de evacuación	106
Imagen N° 135	Zonas de peligros cerca a los lugares de evacuación.....	106
Imagen N° 136	Distribución de la fuerza de hidrostática y ubicación de la resultante....	107
Imagen N° 137	Fuerzas boyantes sobre un edificio	107
Imagen N° 138	Distribución de la fuerza hidrodinámica y ubicación de la resultante	108
Imagen N° 139	Fuerzas hidrodinámicas e impulsivas actuando sobre los componentes de un edificio	108

Imagen N° 140	Fuerzas hidrodinámicas e impulsivas actuando sobre los componentes de un edificio	109
Imagen N° 141	Velocidad máxima del flujo con profundidad, d, a la elevación del suelo, z, y con elevación máxima de alcance, R. La curva inferior representa el límite más bajo de la velocidad máxima de flujo.....	110
Imagen N° 142	Fuerzas de levantamiento ejercida sobre un piso.....	110
Imagen N° 143	Cargas de gravedad ejercidas sobre un piso elevado con agua retenida por los muros exteriores durante el retiro rápido del agua.....	111
Imagen N° 144	Fuerzas impulsivas y de arrastre aplicadas a un edificio	111
Imagen N° 145	Fuerzas de dique por escombros y de arrastre aplicadas a un edificio ...	112
Imagen N° 146	Estrategia de Fuerza de Amarre en una estructura	112
Imagen N° 147	Detalle de acero para evitar la pérdida de una columna de soporte.....	114
Imagen N° 148	Estrategia de Columna Ausente	114
Imagen N° 149	Distribución de presiones en un edificio.....	115
Imagen N° 150	Coeficiente para la Profundidad del Agua	115
Imagen N° 151	Efectos de socavación en la parte inferior de un pilar	116
Imagen N° 152	Forma de los elementos comunes	116
Imagen N° 153	Relación entre la profundidad de socavación y la profundidad de inundación.....	117
Imagen N° 154	Socavación severa en una casa de playa de albañilería en Devanaanpattinam, India	117
Imagen N° 155	Socavación alrededor de cimientos en el área de Khao Lak.....	119
Imagen N° 156	Socavación causado por el tsunami del Océano Índico (2004)	119
Imagen N° 157	Socavación en viviendas de albañilería causados por el tsunami del Océano Índico	120
Imagen N° 158	Erosión del terreno de apoyo de la vivienda en Khao Lak, Thailandia..	120
Imagen N° 159	Socavación en los cimientos de un hostel el Koh Khao Jomtien, Thailandia	121
Imagen N° 160	Falla en las conexiones entre la viga y la columna.....	121
Imagen N° 161	Articulaciones plásticas en la estructura.....	122
Imagen N° 162	Falla por efecto de columna corta.....	122
Imagen N° 163	Cimentaciones ciclópeas.....	124
Imagen N° 164	Tipos de Zapatas más utilizadas en el diseño y construcción	125
Imagen N° 165	Tipos de losas de cimentación.....	125

Imagen N° 166	Definición de Variables en caso de Inundación por Tsunami.	130
Imagen N° 167	Distribución de la fuerza de hidrostática y ubicación de la resultante....	142
Imagen N° 168	Fuerzas boyantes sobre un edificio.	143
Imagen N° 169	Distribución de la fuerza hidrodinámica y ubicación de la resultante. ...	145
Imagen N° 170	Fuerzas hidrodinámicas e impulsivas actuando sobre los componentes de un edificio.	147
Imagen N° 171	Fuerzas hidrodinámicas e impulsivas actuando sobre los componentes de un edificio.	148
Imagen N° 172	Velocidad máxima del flujo con profundidad “d” a la elevación del suelo “z” y con elevación máxima de alcance, R. La curva inferior representa el límite más bajo de la velocidad máxima de flujo.	150
Imagen N° 173	Fuerzas impulsivas y de arrastre aplicadas a un edificio.	155
Imagen N° 174	Fuerzas de dique por escombros y de arrastre aplicadas a un edificio. ...	156
Imagen N° 175	Estrategia de Fuerza de Amarre en una estructura.....	159
Imagen N° 176	Detalle de acero para evitar la pérdida de una columna de soporte.....	159
Imagen N° 177	Estrategia de Columna Ausente.	161
Imagen N° 178	Coefficiente para la Profundidad del Agua.	166
Imagen N° 179	Carga estática equivalente recomendada como carga de diseño por MLIT 2570.....	167
Imagen N° 180	Programa GEBCO para la obtención de datos batimétricos.....	178
Imagen N° 181	Mapa mundial para la selección del área de estudio en el programa GEBCO.	179
Imagen N° 182	Batimetría del Perú en el programa GEBCO.	179
Imagen N° 183	Batimetría de la zona norte del Perú en el programa GEBCO.	180
Imagen N° 184	Mapa mundial para la selección del área de estudio en la página del SRTM.....	180
Imagen N° 185	Archivo SRTM para la zona norte del Perú.	181
Imagen N° 186	Magnitud del sismo de 9.0 Mw como parámetro en Matlab.	182
Imagen N° 187	El archivo falla.m nos brinda valores de la longitud de la falla, ancho de la falla y la deformación vertical.	183
Imagen N° 188	Archivo fault_plane.m, necesario para el cálculo de la deformación vertical del fondo marino.	183
Imagen N° 189	Mapa de la ubicación del epicentro del sismo y la zona de ruptura.	184

Imagen N° 190	Zona de ruptura y deformación vertical del fondo marino basadas en la fórmula de Okada (1992).....	184
Imagen N° 191	Archivo anima.m que sirve para la visualización de la propagación del tsunami.....	185
Imagen N° 192	Propagación del tsunami para un T = 0 minutos.	186
Imagen N° 193	Propagación del tsunami para un T = 15 minutos.	186
Imagen N° 194	Propagación del tsunami para un T = 30 minutos.	187
Imagen N° 195	Propagación del tsunami para un T = 60 minutos.	187
Imagen N° 196	Propagación del tsunami para un T = 120 minutos.	188
Imagen N° 197	Propagación del tsunami para un T = 150 minutos.	188
Imagen N° 198	Mapa de la máxima energía irradiada por el tsunami.....	189
Imagen N° 199	Máxima altura de la ola en la línea de la costa.	190
Imagen N° 200	Espectro de Diseño en el Eje X – Proyecto Rivera del Mar Módulo I. ..	195
Imagen N° 201	Espectro de Diseño en el Eje Y – Proyecto Rivera del Mar Módulo I. ..	195
Imagen N° 202	Espectro de Diseño en el Eje Z – Proyecto Rivera del Mar Módulo I. ..	196
Imagen N° 203	Espectro de Diseño en el Eje X – Proyecto Rivera del Mar Módulo II..	198
Imagen N° 204	Espectro de Diseño en el Eje Y – Proyecto Rivera del Mar Módulo II..	199
Imagen N° 205	Espectro de Diseño en el Eje Z – Proyecto Rivera del Mar Módulo II. .	199
Imagen N° 206	Ejes principales del Módulo I – Edificio Rivera del Mar.	200
Imagen N° 207	Propiedades del concreto con $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$	201
Imagen N° 208	Propiedades del concreto con $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$	201
Imagen N° 209	Estructura del módulo I – Edificio Rivera del Mar.....	202
Imagen N° 210	Ejes principales del Módulo II – Edificio Rivera del Mar.....	203
Imagen N° 211	Estructura del módulo II – Edificio Rivera del Mar.	203
Imagen N° 212	Espectro de Diseño en el Eje X – Proyecto Las Olas.	206
Imagen N° 213	Espectro de Diseño en el Eje Y – Proyecto Las Olas.	206
Imagen N° 214	Espectro de Diseño en el Eje Z – Proyecto Las Olas.....	207
Imagen N° 215	Ejes principales del Edificio Las Olas.	208
Imagen N° 216	Estructura del Edificio Las Olas.	208
Imagen N° 217	Espectro de Diseño en el Eje X del Módulo I – Proyecto Spondylus.....	211
Imagen N° 218	Espectro de Diseño en el Eje Y del Módulo – Proyecto Spondylus.....	211
Imagen N° 219	Espectro de Diseño en el Eje Y – Proyecto Spondylus.	212
Imagen N° 220	Ejes principales del Módulo I – Edificio Spondylus.	213
Imagen N° 221	Estructura del Módulo I – Edificio Spondylus.	213

Imagen N° 222	Ejes principales del Módulo II – Edificio Spondylus.	214
Imagen N° 223	Estructura del Módulo II - Edificio Spondylus.....	215
Imagen N° 224	Espectro de Diseño en el Eje X del Módulo I – Proyecto Elsa Torres. ...	217
Imagen N° 225	Espectro de Diseño en el Eje Y del Módulo I – Proyecto Elsa Torres. ...	218
Imagen N° 226	Espectro de Diseño en el Eje Y del Módulo I– Proyecto Elsa Torres. ...	218
Imagen N° 227	Espectro de Diseño en el Eje X del Módulo II – Proyecto Elsa Torres..	221
Imagen N° 228	Espectro de Diseño en el Eje Y del Módulo II – Proyecto Elsa Torres..	221
Imagen N° 229	Espectro de Diseño en el Eje Y del Módulo II– Proyecto Elsa Torres...	222
Imagen N° 230	Ejes principales del Módulo I – Edificio Elsa Torres.....	223
Imagen N° 231	Estructura del Módulo I – Elsa Torres.....	223
Imagen N° 232	Ejes principales del Módulo II – Edificio Elsa Torres.....	224
Imagen N° 233	Estructura del Módulo II – Elsa Torres.....	225
Imagen N° 234	Diagrama de Interacción de la Columna 50x30 en el Eje X-X y Eje Y-Y respectivamente – Edificio “Rivera del Mar.....	239
Imagen N° 235	Envolvente y áreas de acero en la viga – Edificio “Rivera del Mar”.	241
Imagen N° 236	Diagrama de Interacción de la Placa en el Eje X-X y Eje Y-Y respectivamente – Edificio “Rivera del Mar.....	243
Imagen N° 237	Esfuerzos mayorados máximos y mínimos aplicados en la losa aligerada – Edificio “Rivera del Mar.....	243
Imagen N° 238	Esfuerzos por cargas de servicio en la zapata – Edificio “Rivera del Mar.....	245
Imagen N° 239	Esfuerzos por cargas últimas aplicadas en la zapata – Edificio “Rivera del Mar.....	245
Imagen N° 240	Momentos por cargas últimas o mayoradas aplicadas en la viga de conexión – Edificio “Rivera del Mar.....	248
Imagen N° 241	Envolvente y áreas de acero en la viga de conexión – Edificio “Rivera del Mar.....	250
Imagen N° 242	Diagrama de Interacción de la Columna 50x30 en el Eje X-X y Eje Y-Y respectivamente – Edificio “Las Olas.....	252
Imagen N° 243	Envolvente y áreas de acero en la viga – Edificio “Las Olas.	254
Imagen N° 244	Diagrama de Interacción de la Placa en el Eje X-X y Eje Y-Y respectivamente – Edificio “Las Olas.....	256
Imagen N° 245	Esfuerzos mayorados máximos y mínimos aplicados en la losa aligerada – Edificio “Las Olas.....	257

Imagen N° 246	Esfuerzos por cargas de servicio aplicados en la zapata – Edificio “Las Olas.	258
Imagen N° 247	Esfuerzos por cargas últimas o mayoradas aplicadas a la zapata en la dirección 1-1 y en la dirección 2-2 – Edificio “Las Olas.....	259
Imagen N° 248	Envolvente y áreas de acero en la viga de cimentación – Edificio “Las Olas.	265
Imagen N° 249	Diagrama de Interacción de la Columna 50x30 en el Eje X-X y Eje Y-Y respectivamente – Edificio “Spondylus.	266
Imagen N° 250	Envolvente y áreas de acero en la viga – Edificio “Spondylus.....	269
Imagen N° 251	Diagrama de Interacción de la Placa en el Eje X-X y Eje Y-Y respectivamente.....	270
Imagen N° 252	Esfuerzos mayorados máximos y mínimos aplicados en la losa aligerada – Edificio “Las Olas.	271
Imagen N° 253	Esfuerzos por cargas de servicio aplicados en la losa de cimentación – Edificio “Spondylus.	272
Imagen N° 254	Esfuerzos por cargas últimas o mayoradas aplicadas a la losa de cimentación en la dirección 1-1 y en la dirección 2-2.....	273
Imagen N° 255	Envolvente y áreas de acero de la viga de cimentación – Edificio “Spondylus.	278
Imagen N° 256	Diagrama de Interacción de la Columna 50x30 en el Eje X-X y Eje Y-Y respectivamente – Edificio – “Spondylus.	279
Imagen N° 257	Envolvente y áreas de acero en la viga – Edificio “Elsa Torres.	282
Imagen N° 258	Diagrama de Interacción de la Placa en el Eje X-X y Eje Y-Y respectivamente – Edificio “Elsa Torres.....	283
Imagen N° 259	Esfuerzos mayorados máximos y mínimos aplicados en la losa aligerada.....	284
Imagen N° 260	Esfuerzos por cargas de servicio aplicados en la zapata – Edificio “Elsa Torres.	285
Imagen N° 261	Esfuerzos por cargas últimas o mayoradas aplicadas a la zapata en la dirección 1-1 y en la dirección 2-2 – Edificio “Elsa Torres.	286
Imagen N° 262	Envolvente y áreas de acero en la viga de conexión – Edificio “Elsa Torres.	290

Imagen N° 263	Aplicación de las fuerzas de boyantes en las vigas de manera secuencial entre los elementos estructurales para los edificios “Rivera del Mar” y “Elsa Torres.	300
Imagen N° 264	Aplicación de las fuerzas de arrastre en las columnas y muros estructurales de manera secuencial entre los elementos estructurales para los edificios “Rivera del Mar” y “Elsa Torres.....	301
Imagen N° 265	Aplicación de las fuerzas boyantes en las columnas de manera secuencial dentro de la estructura para los edificios “Rivera del Mar” y “Elsa Torres.	302
Imagen N° 266	Aplicación de fuerzas de levantamiento en los entresijos del edificio de manera secuencial.	303
Imagen N° 267	Aplicación de las fuerzas de boyantes en las vigas de manera secuencial entre los elementos estructurales para los edificios “Las Olas” y “Spondylus.	311
Imagen N° 268	Aplicación de las fuerzas de arrastre en las columnas de manera secuencial entre los elementos estructurales en los Edificios “Las Olas” y “Spondylus.....	313
Imagen N° 269	Aplicación de las fuerzas boyantes en las columnas de manera secuencial dentro de la estructura en los Edificios “Las Olas” y “Spondylus.....	316
Imagen N° 270	Aplicación de fuerzas de levantamiento en los entresijos del edificio de manera secuencial en los Edificios “Las Olas” y “Spondylus.	319
Imagen N° 271	Diagrama de Interacción de la Columna 50x30 en el Eje Y-Y con cargas por tsunami – Edificio “Rivera del Mar.	326
Imagen N° 272	Envolvente y área de acero de la viga por cargas de tsunami – Edificio “Rivera del Mar.	328
Imagen N° 273	Diagrama de Interacción de la Placa en el Eje X-X y Eje Y-Y respectivamente por cargas de tsunami – Edificio “Rivera del Mar.....	329
Imagen N° 274	Esfuerzos mayorados máximos y mínimos aplicados en la losa aligerada por cargas de tsunami – Edificio “Rivera del Mar.	330
Imagen N° 275	Esfuerzos mayorados máximos y mínimos aplicados en la viga de conexión por cargas de tsunami – Edificio “Rivera del Mar.....	331
Imagen N° 276	Envolvente y áreas de acero en la viga de conexión por cargas de tsunami – Edificio “Rivera del Mar.....	333
Imagen N° 277	Diagrama de Interacción de la Columna 50x30 en el Eje X-X y Eje Y-Y respectivamente por cargas de tsunami – Edificio “Las Olas”.	335

Imagen N° 278	Envolvente y áreas de acero de la viga por cargas de tsunami – Edificio “Las Olas.	337
Imagen N° 279	Diagrama de Interacción de la Placa en el Eje X-X y Eje Y-Y respectivamente por cargas de tsunami – Edificio “Las Olas.	338
Imagen N° 280	Esfuerzos mayorados máximos y mínimos aplicados en la losa aligerada por cargas de tsunami – Edificio “Las Olas.	339
Imagen N° 281	Momentos por cargas últimas o mayoradas aplicadas en la viga de conexión a nivel de sótano por cargas de tsunami – Edificio “Las Olas.	340
Imagen N° 282	Envolvente y áreas de acero en las vigas de cimentación por cargas de tsunami – Edificio “Las Olas”	343
Imagen N° 283	Diagrama de Interacción de la Columna 50x30 en el Eje X-X y Eje Y-Y respectivamente por cargas de tsunami – Edificio “Spondylus”.	344
Imagen N° 284	Envolvente y áreas de acero en la viga por cargas de tsunami – Edificio “Spondylus”.	346
Imagen N° 285	Diagrama de Interacción de la Placa en el Eje X-X y Eje Y-Y respectivamente por cargas de tsunami – Edificio “Spondylus”.	348
Imagen N° 286	Esfuerzos mayorados máximos y mínimos aplicados en la losa aligerada por cargas de tsunami – Edificio “Spondylus”.....	349
Imagen N° 287	Esfuerzos por cargas últimas o mayoradas aplicadas a la losa de cimentación en la dirección 1-1 y en la dirección 2-2 por cargas de tsunami.....	350
Imagen N° 288	Diagrama de Interacción de la Columna 50x30 en el Eje X-X y Eje Y-Y respectivamente por cargas de tsunami – Edificio “Elsa Torres”.....	353
Imagen N° 289	Envolvente y áreas de acero en la viga por cargas de tsunami – Edificio “Elsa Torres”	355
Imagen N° 290	Diagrama de Interacción de la Placa en el Eje X-X y Eje Y-Y respectivamente por cargas de tsunami – Edificio “Elsa Torres”.....	357
Imagen N° 291	Esfuerzos mayorados máximos y mínimos aplicados en la losa aligerada por cargas de tsunami – Edificio “Elsa Torres”.	357
Imagen N° 292	Momentos por cargas últimas o mayoradas aplicadas en la viga de conexión por cargas de tsunami – Edificio “Elsa Torres”.....	359
Imagen N° 293	Envolvente y áreas de acero en la viga de conexión por cargas de tsunami – Edificio “Elsa Torres”	360

I. INTRODUCCIÓN

Un tsunami es una serie o grupo de olas marinas de gran energía que pueden ser originados por diferentes causas, tales como: sismos ocasionados en el fondo marino, deslizamientos de tierras, erupciones volcánicas, impacto de un meteorito o explosiones nucleares [1].

Los antecedentes de eventos tsunamigénicos ocurridos a nivel mundial se deducen que la mayoría ocurrieron en el Anillo de Fuego del Pacífico, caracterizado por la gran actividad sísmica y volcánica que presenta. En el Anillo de Fuego del Pacífico hay más de 30 países que están expuestos a sufrir los desastres por eventos tsunamigénicos en donde el Perú forma parte de ellas.

Los tsunamis en aguas profundas pueden viajar a grandes velocidades con amplitudes muy bajas que no son percibidas por las embarcaciones. Entre más cerca a la costa, la velocidad del tsunami baja considerablemente aumentando las amplitudes de las olas. Esto se debe a que la ola entra en rozamiento con la batimetría de la costa convirtiendo la energía cinética de la ola en energía potencial donde la altura es directamente proporcional a ésta [2].

El 29 de setiembre del 2009 entre las 10:00 y las 11:00 de la mañana en Samoa, ocurrió un sismo de 8.1 Mw a 18 km de profundidad, en la fosa Tonga - Kermadec Trench en las coordenadas 172.095°E y 15.489°S [3]. El tsunami originado causó daños considerables en infraestructura y muchas muertes en distintas partes del lugar. Aproximadamente 192 personas murieron a causa de este fenómeno y hubo 4 heridos en Niuatoputapu. Hubo daños considerables en infraestructura en Tonga [4].

El 11 de marzo del 2011 a las 05:46 UTC se produjo un sismo de 9.1 Mw en las costas de Japón con una profundidad aproximada de 30 km, el epicentro del sismo se localizó en las coordenadas 38.297°N y 142.373°E [5]. Después de ocasionado el sismo, se produjo un tsunami que dejó 15890 muertos, 2590 desaparecidos, 6152 lesionados en las 12 Prefecturas Japonesas. Ocasionó una muerte en Papua, una muerte en Indonesia y una muerte en California. Además, ocasionó pérdidas de \$ 220 mil millones en daños en Japón, \$ 30 millones en daños en Hawaii, \$ 55 millones en daños a las instalaciones de la Marina en California y \$6 millones en pérdidas en la industria pesquera en Chile [6].

El 22 de mayo de 1960 a las 19:11 UTC ocurrió en la zona sur central de Chile un sismo de 9.5 Mw, el más grande a nivel mundial conocido como el Megaterremoto de Valdivia. El sismo se originó a una profundidad de 25 km en las coordenadas 38.14°S y 73.407°E [7]. El número de víctimas, asociadas con el sismo y el tsunami, está entre 490 y 5700 personas. Se reportaron 3000 lesionados y 717 desaparecidos. Los daños causados por los eventos tsunamigénicos son más de \$ 500 millones [8]. Este evento fue reconstruido mediante un modelo de simulación computacional por Marcelo Lagos y Dante Gutiérrez con el propósito de verificar las características de generación, propagación e inundación utilizando una metodología basada en simulación numérica de tsunamis de campo cercano, llegando a la conclusión que los resultados obtenidos son similares a las evidencias existentes del evento real causado por un sismo de 9.5 Mw [9].

El 28 de octubre del año 1746 ocurrió un sismo de magnitud de 9.0 Mw que sacudió la ciudad de Lima y el Callao. A causa del evento sísmico murieron 1141 de 60000 personas y 25 de 3000 viviendas quedaron en pie. Poco después llegó un tsunami que arrasó el Callao y causó numerosas muertes que sobrepasan las 5000 personas [10]. El evento tsunamigénico fue simulado computacionalmente en la investigación denominada “Seismic Source of 1746 Callao Earthquake from Tsunami Numerical Modeling”, en donde se ha considerado la magnitud del sismo como 9.0 Mw. Se concluyó que los resultados obtenidos mediante la simulación numérica (en las etapas de: generación, propagación e inundación) se asemejan con las características del evento ocurrido en el año de 1746 [11].

El sábado 23 de junio del año 2001, a las 15:35 pm ocurrió un sismo de magnitud 8.4 Mw en el sur del Perú. El sismo se originó a una profundidad de 33 km en las coordenadas 16.265°S y 73.641°W [12].

El tsunami se observó en muchas zonas costeras de Perú, Chile, Hawai y Japón. El más afectado fue la zona de Camaná en el sur del Perú, donde el tsunami causó la muerte de 25 personas (con un adicional de 62 desaparecidos) y el colapso de más de 3000 estructuras [13].

El 20 de noviembre de 1960 ocurrió un sismo en el norte del Perú donde, según Carpio y Tavera (2002), se indica que la magnitud del sismo fue de 6.8 Ms. La primera ola del tsunami causado por el sismo tuvo 9 metros de altura y arribó en las zonas costeras de Pimentel, Puerto Eten, Santa Rosa y San José causando severos daños [14].

En el Perú, las viviendas que están ubicadas en zonas costeras son muy vulnerables a eventos tsunamigénicos debido a que en los diseños estructurales no se ha tomado en consideración fuerzas originadas por los tsunamis. La ocurrencia de estos eventos puede producir el colapso de las edificaciones mal diseñadas. El Reglamento Nacional de Edificaciones no contempla parámetros de diseño por fuerzas de tsunami debido a que estos eventos son muy poco frecuentes en nuestro territorio. Los códigos internacionales como los de Chile, Japón o Estados Unidos, contemplan parámetros de diseño para zonas vulnerables por tsunamis, debido a que presentan actividad sísmica más frecuente y el daño por tsunami a comunidades costeras se ha convertido en un problema muy grave.

Las estructuras de albañilería, carpintería de madera o carpintería metálica tienden a no ser convenientes para zonas costeras con probabilidades de ocurrencia ante tsunamis. Las estructuras de albañilería son diseñadas y construidas con muros estructurales a base de ladrillo en sus dos direcciones, lo cual impide el paso libre del agua y por lo que ocasionaría esfuerzos extremos de empuje hidrostático e hidrodinámico sobre la estructura. Las estructuras de carpintería metálica o de madera, si bien es cierto, por su poco peso son efectivos ante acciones sísmicas, pero es por su poco peso que no pueden ser construidas en zonas vulnerables por tsunami sobre todo por las fuerzas de flotación y las fuerzas de empuje hidrodinámico en sentido vertical, lo cual contrarrestaría el peso propio de la estructura.

Las edificaciones de concreto armado resisten efectivamente eventualidades secuenciales como el sismo y el tsunami. Los países sísmicamente activos como Estados Unidos, Chile, Japón y entre otros, poseen edificios que son diseñados para evacuar a muchas personas en un corto periodo de tiempo. Cabe indicar que Japón y Estados Unidos fueron los países que tuvieron la iniciativa de tener una norma relacionada con el diseño de estructuras resistentes a cargas de tsunami y esto se llevó a cabo mediante estudios, investigaciones y experimentos a escala donde los resultados obtenidos ante acontecimientos recientes fueron exitosos.

Actualmente en el Perú existen modelos numéricos que determinan la inundación del tsunami en una zona determinada, estos estudios en su gran mayoría fueron aplicados en la zona más activas del Perú que son: Lima, Callao y Arequipa. En el norte de Perú no existe modelamientos numéricos de tsunamis debido a que su ocurrencia es mucho menor que las zonas antes mencionadas. En este proyecto se modeló el tsunami en base a una magnitud de sismo de 9.0 Mw aplicado cerca de la zona de Pimentel. Cabe indicar que la zona norte del Perú

se encuentra en silencio sísmico, por lo que existe la probabilidad de que se produjera un sismo de gran intensidad debido a la gran acumulación de energía acumulada.

El proyecto de tesis tiene como objetivo principal el diseño estructural de edificaciones que soporten las fuerzas inducidas por los tsunamis, estos diseños están aplicados en una muestra representativa de edificaciones del distrito de Pimentel. Posteriormente al diseño estructural, se realizó el estudio comparativo de costos entre los proyectos con diseños sismorresistentes y los proyectos con diseño tsunamigénicos.

Económicamente la propuesta no demandaría costos elevados de reparaciones ante eventos tsunamigénicos. Por el contrario, si no se toma en cuenta criterios de diseño y construcción de edificios resistentes a cargas de tsunami, los edificios pueden llegar a colapsar, así estén diseñados sísmicamente, lo cual demandaría costos elevados de reparación o la construcción de un edificio nuevo.

Científicamente, el proyecto de tesis es importante debido a que se sostiene de normas aplicables de países que son constantemente afectados por desastres naturales. Es necesario indicar que en estos países se desarrollaron distintos tipos de experimentos a escala con el fin de determinar aproximadamente las fuerzas de cada evento.

Tecnológicamente, el proyecto de tesis es importante debido a la aplicación de programas de simulación numérica que determinan con aproximación las distintas características de los desastres naturales. En caso de eventos tsunamigénicos, la tecnología es primordial debido a que nos advierte el tiempo en que pueden arribar las olas del tsunami en la costa y poder salvaguardar a las personas del lugar.

Socialmente, el proyecto de tesis es importante debido a que satisface las necesidades de seguridad estructural, tanto en el presente como a futuro, en edificaciones ubicadas en zonas vulnerables por tsunamis a nivel de la costa peruana.

Personalmente, este proyecto de tesis puede considerarse en un futuro para la realización de normativas peruanas basadas en eventos tsunamigénicos y sea en beneficio para todo el país.

II. MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes

Entre los diversos acontecimientos históricos, estudios y bibliografías relacionados con el proyecto de tesis “Evaluación, Análisis y Diseño Estructural de una Muestra Representativa de Edificaciones Ubicadas en la Primera Línea de la Costa del Distrito de Pimentel por Cargas de Tsunami” tenemos:

Tsunamis Ocurridos a Nivel Mundial

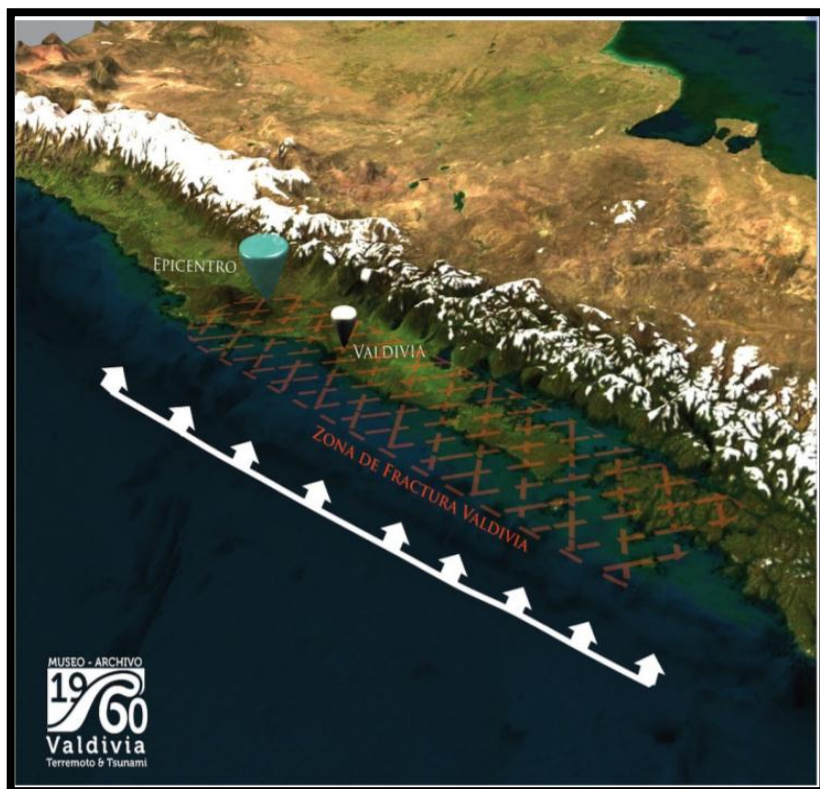
Tsunami de Valdivia – Chile (1960)

El domingo 22 de mayo del año 1960 a la 1:00 PM aproximadamente, la zona sur central de Chile fue sacudida de forma devastadora debido a que se produjo el mayor sismo registrado en la historia a nivel mundial con una magnitud de 9.5 Mw ubicado en las coordenadas 38.14°S y 73.407°E a una profundidad de 25 km [15]. Se estimó que la aceleración del sismo está entre 0.25g y 0.30g en acorde a la intensidad de grado X en la Escala de Mercalli [16].

La causa del sismo de 1960 se debe a la ruptura en una zona de falla en la Placa de Nazca que desciende debajo de la Placa Sudamericana. Según Cifuentes (1989) indica que, durante el sismo de Chile de 1960, la rotura del sismo tuvo dimensiones de 930 km de largo por 140 km de ancho [17]. En cambio, Reinaldo Börgel (2011) manifiesta que, el desgarró sísmico cubrió unos 1200 km de extensión entre Concepción por el Norte y la Península de Taito por en Sur. Las consecuencias del sismo perduran hasta la actualidad, existe un hundimiento tectónico mayor a 1.50 metros que afectó a todo el litoral chileno cambiando topográficamente la zona afectada [18].

Según el Sistema Nacional de Alarmas de Maremotos indica que, “Los lugares más afectados fueron Isla Guafo, Maullín, Caleta Mansa, Corral, Mehuin, Puerto Saavedra e Isla Mocha, donde las alturas alcanzadas por el tsunami superaron los 8 de altura” [19]. Según el informe de National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA), el número de víctimas asociadas con el sismo y el tsunami está entre 490 y 5700 personas. Se reportaron 3000 lesionados y 717 desaparecidos. El gobierno chileno estimó que aproximadamente 2 millones de personas quedaron sin hogar y 58622 viviendas fueron destruidas. Los daños causados por los eventos tsunamigénicos son más de \$ 500 millones [15].

Imagen N° 01 Zona de ruptura tras el sismo de magnitud 9.5 Mw de Chile en el año de 1960.



Fuente. Museo Archivo Valdivia 1960, Terremoto y Tsunami.

Imagen N° 02 Daños en terreno de relleno artificial junto a la Costanera a causa del sismo de magnitud 9.5 Mw de Chile en el año de 1960.



Fuente. Takeo Watanabe y Juan Karzulovic Kokov

Imagen N° 03 Camino de Valdivia a La Unión. Terrenos inundados por el mar en zona de Santo Domingo a causa del sismo de magnitud 9.5 Mw de Chile en el año de 1960.



Fuente. Takeo Watanabe y Juan Karzulovic Kokov

Imagen N° 04 Vista de los daños causados por el tsunami tras el sismo de magnitud 9.5 Mw en Chile en el año de 1960.



Fuente. Dirección de Bibliotecas, Archivos y Museos.

Imagen N° 05 La ciudad de Valdivia después del tsunami, tras el sismo de magnitud 9.5 Mw en Chile en el año de 1960.



Fuente. Dirección de Bibliotecas, Archivos y Museos.

Imagen N° 06 Vista aérea de la inundación por el tsunami, tras el sismo de magnitud 9.5 Mw en Chile en el año de 1960.



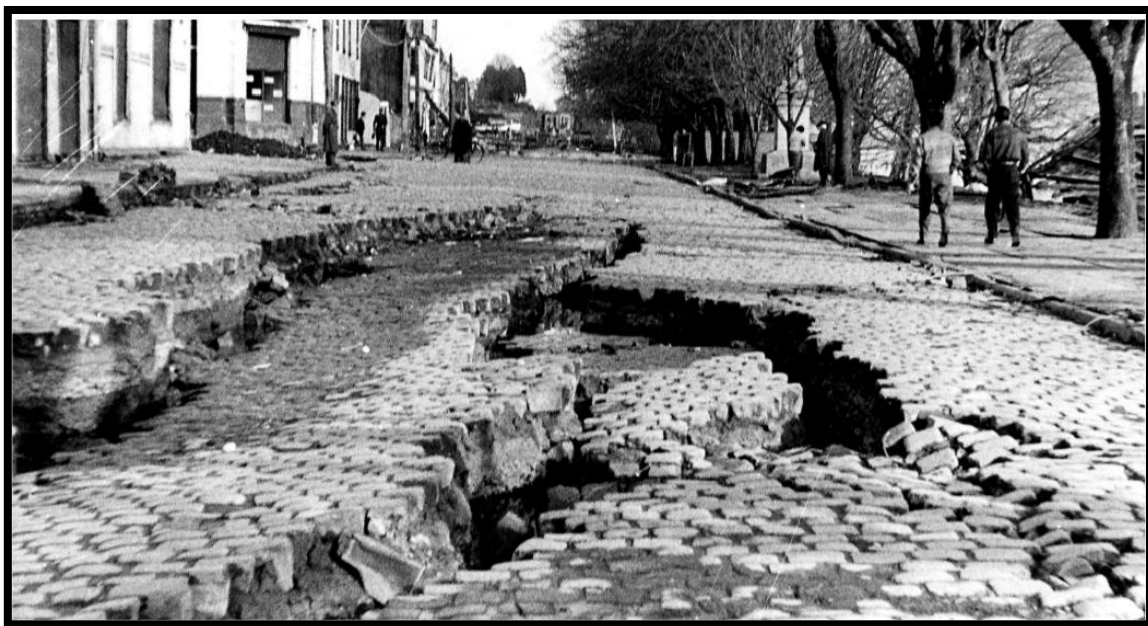
Fuente. Dirección de Bibliotecas, Archivos y Museos.

Imagen N° 07 Vista aérea de la inundación por el tsunami, tras el sismo de magnitud 9.5 Mw en Chile en el año de 1960.



Fuente. United State Geological Survey.

Imagen N° 08 Vías de tránsito afectados por el sismo y el tsunami, tras el sismo de magnitud 9.5 Mw en Chile en el año de 1960.



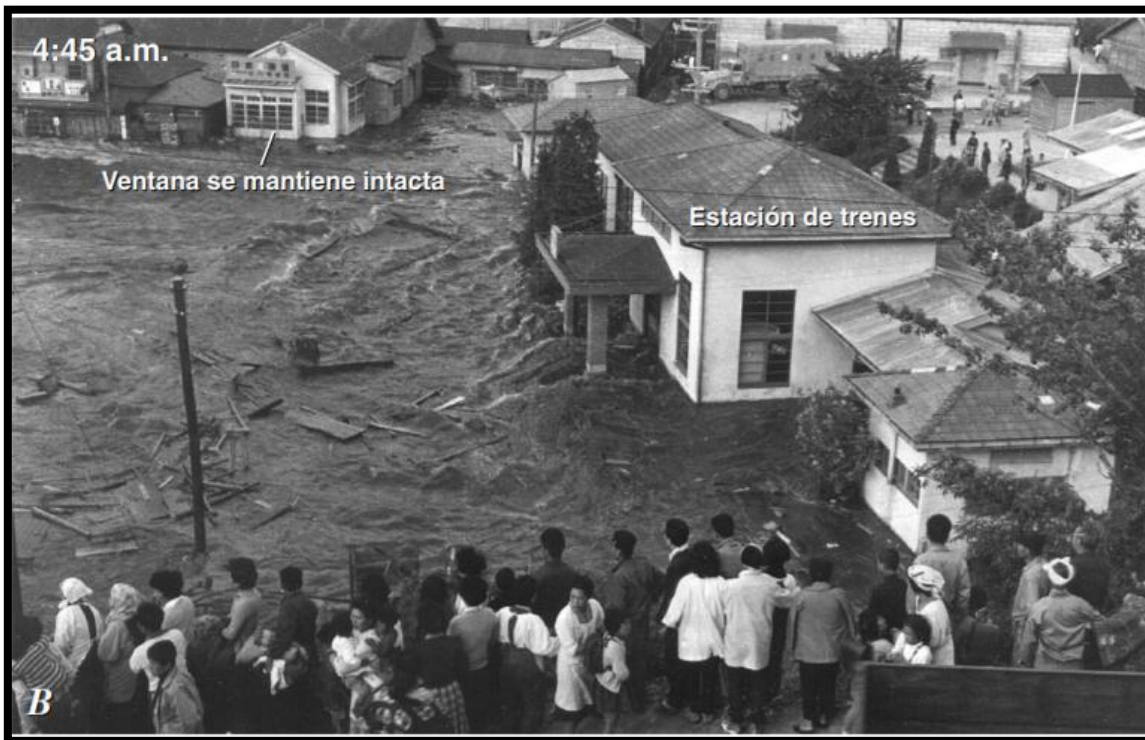
Fuente. United State Geological Survey.

Imagen N° 09 Avance del tsunami en Japón causado por el sismo de Chile en 1960.



Fuente. United State Geological Survey (USGS).

Imagen N° 10 Avance del tsunami en Japón causado por el sismo de Chile en 1960.



Fuente. United State Geological Survey (USGS).

Imagen N° 11 Avance del tsunami en Japón causado por el sismo de Chile en 1960.



Fuente. United State Geological Survey (USGS).

Imagen N° 12 Avance del tsunami en Japón causado por el sismo de Chile en 1960.

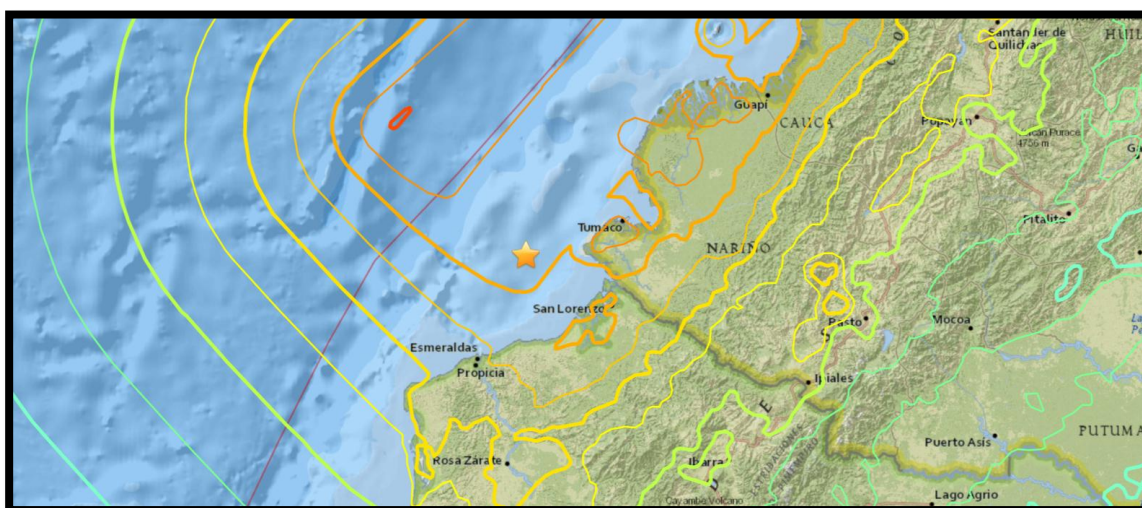


Fuente. United State Geological Survey (USGS).

Tsunami de Tumaco – Colombia (1979)

El 12 de diciembre a las 07:59 UTC ocurrió un sismo de magnitud de 7.7 Mw aproximadamente a 70 km de Tumaco en Colombia. Su epicentro se ubicó en el Océano Pacífico en las coordenadas 1.598°N y 79.358°O a una profundidad de 24 km [21].

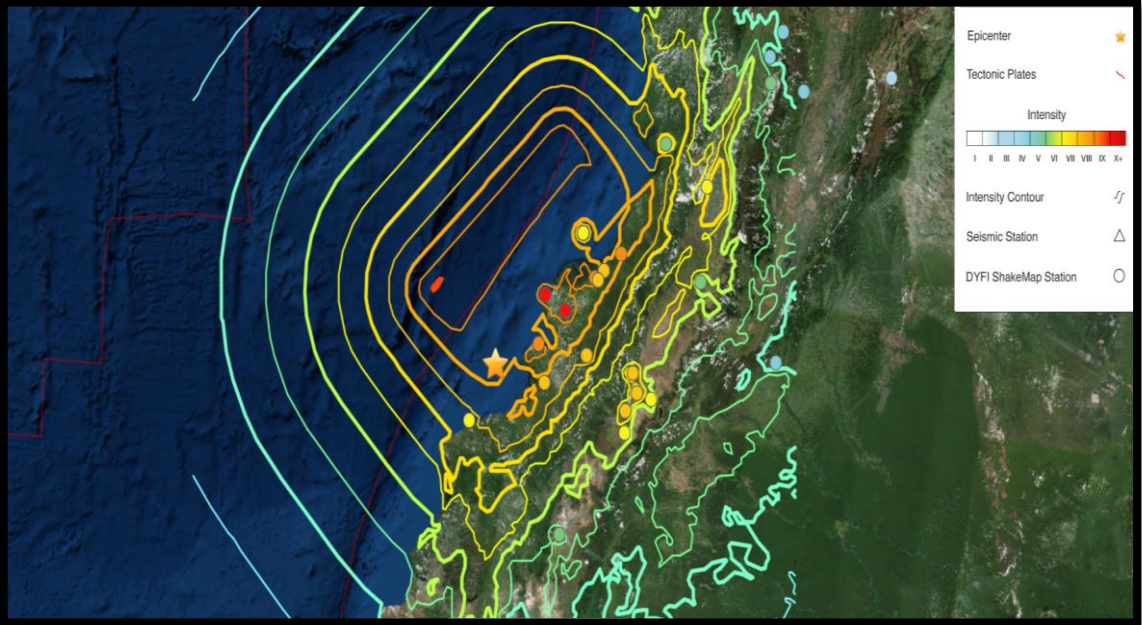
Imagen N° 13 Ubicación del sismo de 7.7 Mw de Tumaco en Colombia en el año de 1979.



Fuente. United State Geological Survey (USGS).

En Charco, con una población aproximada de 4 mil personas, las casas fueron severamente dañadas a causa del sismo y con las olas del tsunami de 4 a 5 metros de altura, además se presentaron algunos incendios de consideración por la caída de los postes de energía eléctrica. La población pesquera de San Juan, ubicada en una pequeña isla, fue prácticamente barrida por unas 3 o 4 olas que se presentaron unos 10 minutos después del sismo, la tercera ola fue la más alta y se estima que fue 5 metros de altura, la pequeña isla quedó reducida a una masa de arena y piedra. En Tumaco por lo menos el 10% de la población de unos 50000 habitantes, quedó destruida; en esta zona se presentaron problemas de licuefacción y en otros sectores e islas se observó un hundimiento de unos 50 a 60 cm [22].

Imagen N° 14 Mapa de Intensidades en la Escala de Mercalli Modificada, tras el sismo de 7.7 Mw en Tumaco en el año de 1979.



Fuente. United State Geological Survey (USGS).

Imagen N° 15 Las rupturas de los terremotos de 1942, 1959 y 1979 en Colombia.



Fuente: Tsunami Society International.

Imagen N° 16 Daños ocasionados por el tsunami en la Isla de San Juan, tras el sismo de 7.7 Mw en Tumaco en el año 1979.



Fuente: Tsunami Society International.

Imagen N° 17 Daños causados por el tsunami de Tumaco en el año 1979.



Fuente. Dirección General Marítima.

Imagen N° 18 Daños causados por el tsunami de Tumaco en el año 1979.



Fuente. Dirección General Marítima.

Imagen N° 19 Daños causados en viviendas por el tsunami de Tumaco en el año 1979.

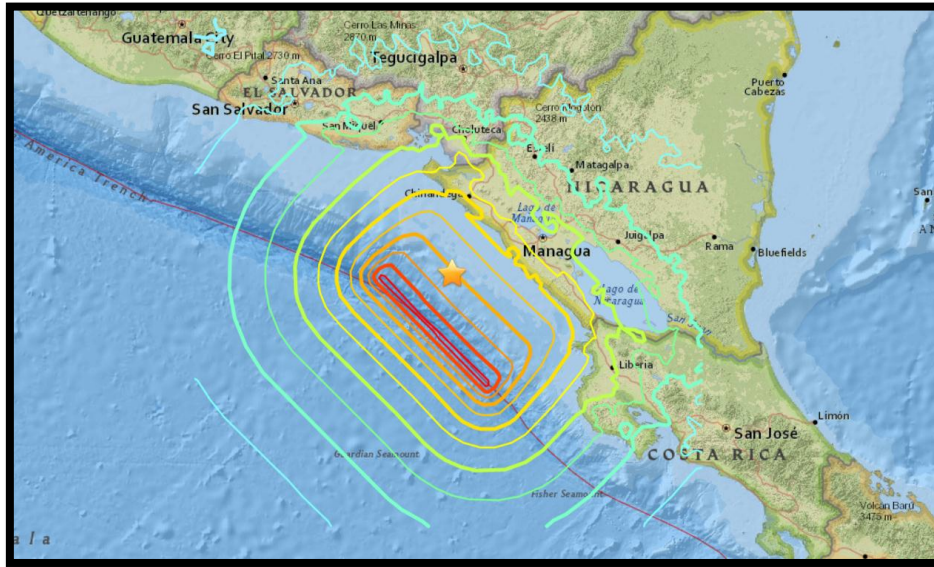


Fuente. Pararas Carayannis

Tsunami de Nicaragua (1992)

El 02 de setiembre de 1992 a las 00:16:01 UTC ocurrió un sismo de magnitud 7.7 Mw en el Océano Pacífico cerca a Nicaragua. El sismo ocurrió a una profundidad de 44.8 km en las coordenadas 11.742°N y 87.340°O. Se estima que el área de ruptura tiene una longitud entre 220 a 250 km y un ancho entre 35 a 40 km [24].

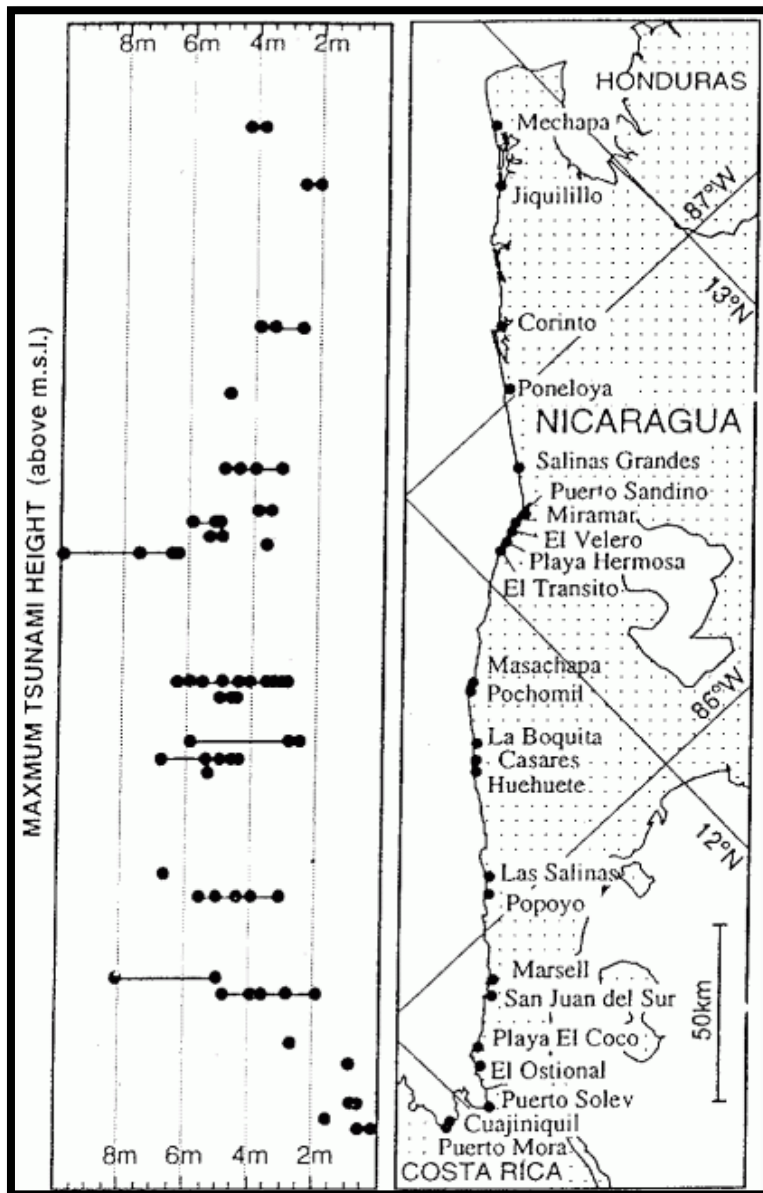
Imagen N° 20 Ubicación del epicentro del sismo en Nicaragua en el año de 1992.



Fuente. United State Geological Survey (USGS).

El tsunami originado por el movimiento telúrico llegó a las costas nicaragüenses entre 20 y 70 minutos con una amplitud de 4 metros en la mayoría de los sitios alcanzando su máxima amplitud con 10 metros [25]. Según Sergio Mora y Rosalba Barrios (2000) manifiestan que, a causa del sismo y el tsunami han ocurrido alrededor de 116 muertes y en daños alrededor de 30 millones de dólares [26].

Imagen N° 21 Altura de las olas del tsunami de 1992 en los distintos lugares de Nicaragua.



Fuente. Satake et al. (1993).

Imagen N° 22 Destrucción del tsunami en San Juan del Sur en el año de 1992.



Fuente. Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER).

Imagen N° 23 Poblado en completa ruina después del tsunami ocurrido en Nicaragua en el año de 1992.

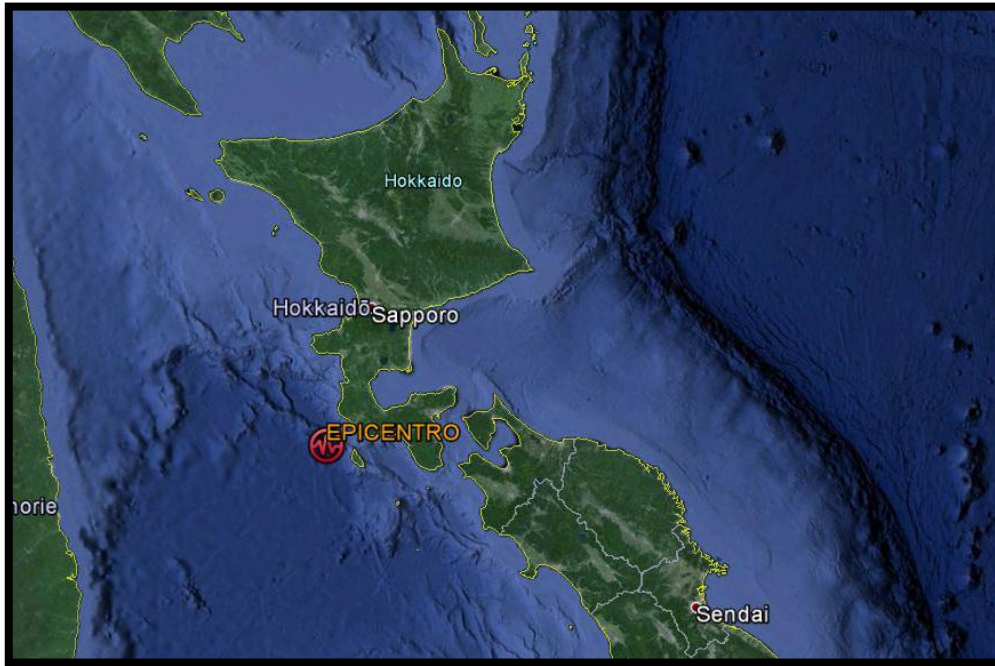


Fuente. Pararas-Carayannis.

Tsunami de Hokkaido – Japón (1993)

El 12 de julio de 1993, cerca de la región de Hokkaido en Japón, ocurrió un sismo de 7.7 Mw en las coordenadas 42.852°N y 139.197°E a una profundidad de 16.7 km [27]. El sismo tuvo una aceleración horizontal máxima de 0.50g y fue detectado en Kuromatsunai (al suroeste de Sapporo) y en la isla de Okushiri se estima que las aceleraciones fueron superiores a 0.40g.

Imagen N° 24 Epicentro del sismo al sudoeste de Hokkaido en el año de 1993.



Fuente. Elaboración propia.

La primera ola del tsunami golpeó el distrito de Aonae destruyendo 385 de 504 viviendas. Las viviendas que quedaron en pie después del tsunami fueron destruidas por los incendios que se generó a causa de la rotura de tuberías de gas y el derrame de combustibles. El sismo provocó un deslizamiento de tierra en el distrito de Okushiri, la gran cantidad de lodo y rocas impactaron contra un hotel. El deslizamiento de tierra mató a 29 personas incluyendo a los huéspedes del hotel. En el extremo norte de la isla las olas del tsunami arrasaron el barrio de Inaho, que solo tenía 70 viviendas. Entre las olas del tsunami que llegaron a las costas del Japón, los que azotaron la isla de Okushiri eran los más fuertes. En la región de Inaho fue de 8.50 metros, en Okushiri fue de 3.50 metros, en Hatsu-Matsumae fue de 16.80 metros y 6.70 metros en Aonae. En el distrito Monai situado al oeste de la isla, la altura de ola alcanzó 23.20 metros en la desembocadura del río y 30.60 de la orilla hacia el interior. Se observó que la altura de la inundación más alta fue de 11 metros en la parte oeste de la isla y la inferior de 5 metros en la

parte este de la isla. El desastre causó daños considerables incluyendo grietas por terremotos, hundimientos, daños, estructuras destruidas, licuefacción del suelo y la fuga de combustible [28].

Imagen N° 25 Destrucción del impacto de la ola en el pueblo de Aonae en 1993.



Fuente. Pararas-Carayannis.

Imagen N° 26 Vista de las embarcaciones arrasadas tierra adentro por el tsunami en 1993.



Fuente. Masayuki Nakao.

Imagen N° 27 Daños por el tsunami ocurrido en el puerto de Aonae en 1993.



Fuente. National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA).

Fuente N°28 Gran barco arrastrado 75 metros tierra adentro por el tsunami en 1993.

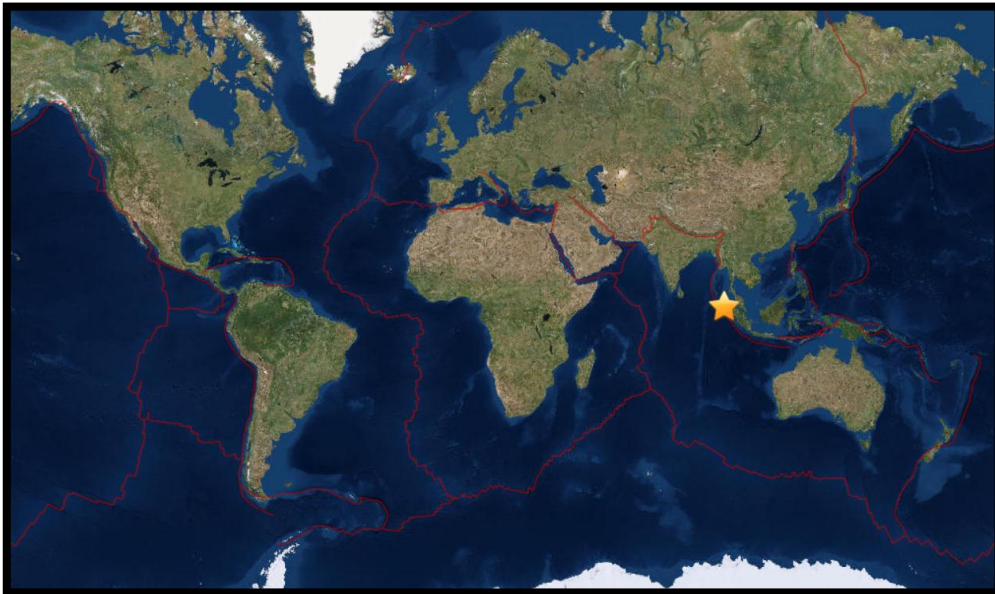


Fuente. National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA).

Tsunami de Sumatra – Indonesia (2004)

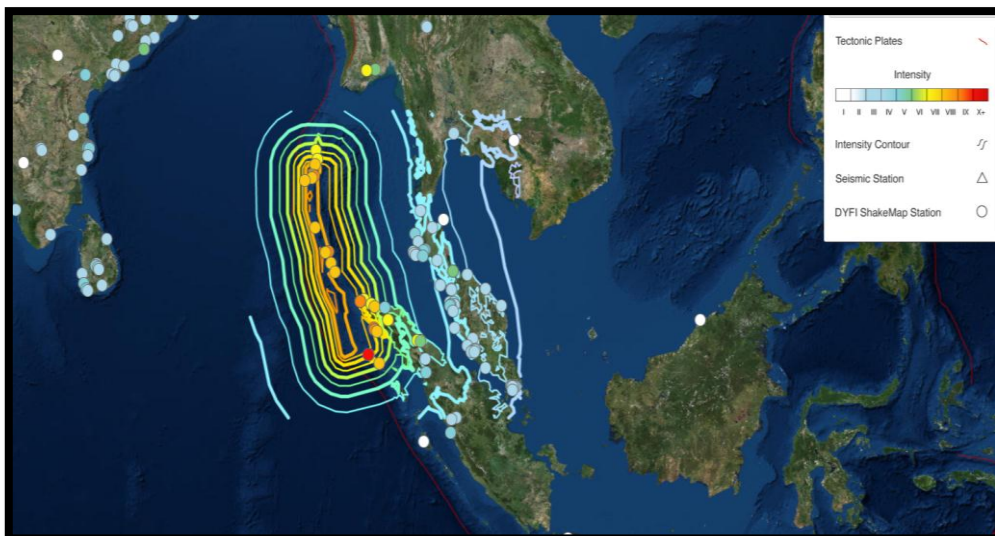
El 26 de diciembre del 2004 aproximadamente a las 7.00 pm, ocurrió un sismo de 9.1 Mw en Indonesia, en las coordenadas 3.295°N y 95.982°E a una profundidad de 30.0 km [29]. Se estima que la zona de ruptura tiene una longitud de 1 200 kilómetros con un ancho de 200 kilómetros con un desplazamiento de 11 metros a causa del sismo.

Imagen N° 29 Mapa de ubicación del sismo de Sumatra en el año 2004.



Fuente. United State Geological Survey (USGS).

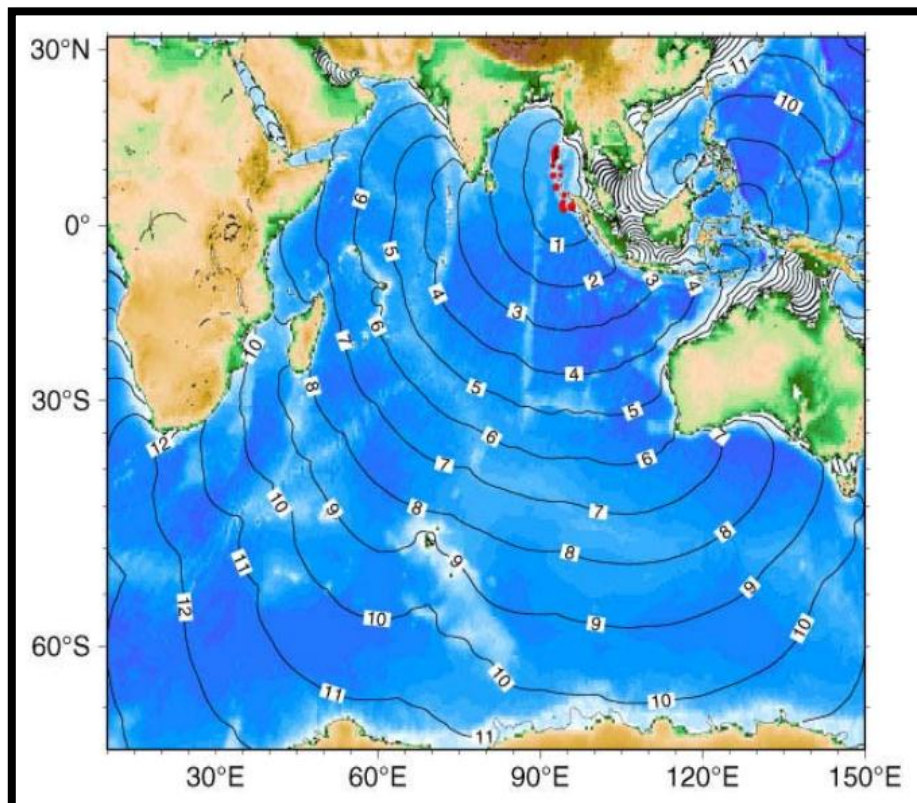
Imagen N° 30 Mapa de intensidades del sismo de Sumatra en el año 2004. La máxima intensidad es IX en la Escala de Mercalli Modificada.



Fuente. United State Geological Survey (USGS).

La altura de la ola en aguas profundas (océano abierto) fue medida por satélites, dando como resultado una altura de 60 cm a una velocidad de 500 a 800 km/h. La velocidad iba decreciendo mientras se acercaba a la costa (donde también dependía la batimetría). Esto dio lugar a grandes y destructivas olas que alcanzaron alturas entre 20 y 30 metros en Banda Aceh. En las zonas costeras de Tailandia y Sumatra la inundación se extendió 4 km tierra adentro. El tsunami llegó Banda Aceh en 15 minutos, después llegó a Sri Lanka y a la costa Este de la India en 2 horas aproximadamente. Aunque Phuket está mucho más cerca de la ruptura de la falla que Sri Lanka, la ola tardó cerca de 90 minutos en llegar a Phuket debido a la poca profundidad del mar, lo que resultó un lento movimiento de las aguas en comparación con las ondas occidentales que viajaron por el océano profundo. Las olas del tsunami llegaron a la costa oriental de África después de 8 horas y en el sur de África alrededor de 9 a 11 horas. La altura del agua se midió por las marcas en los edificios y varían entre 6 hasta los 12 metros. Se calcula que 250 mil personas fallecieron y más de un millón de personas se quedaron sin hogar [30].

Imagen N° 31 Mapa de tiempo en que viajan las olas del tsunami en el año 2004.



Fuente. Juan José Rueda Nuñez.

Imagen N° 32 Tailandia. Impacto de la ola del tsunami en el año 2004.



Fuente. Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina de Guerra del Perú.

Imagen N° 33 Inundación a causa por el tsunami en Sri Lanka en el año 2004.



Fuente. Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina de Guerra del Perú.

Imagen N° 34 Inundación causada por el tsunami en Banda Aceh en el año 2004.



Fuente. El País.

Imagen N° 35 Pueblo de Meulaboh inundado dos días después del tsunami en el año 2004.



Fuente. Australian Geographic.

Tsunami de Chile (2010)

El día 27 de febrero del 2010 aproximadamente a la 01:00 de la mañana, ocurrió un sismo de 8.8 Mw en la zona sur de Chile, ubicado en las coordenadas 36.122°S y 72.898°E a una profundidad de 22.9 km [31]. El sismo se originó a causa del rozamiento entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana en un área aproximadamente 450 km de longitud 150 km de ancho [32].

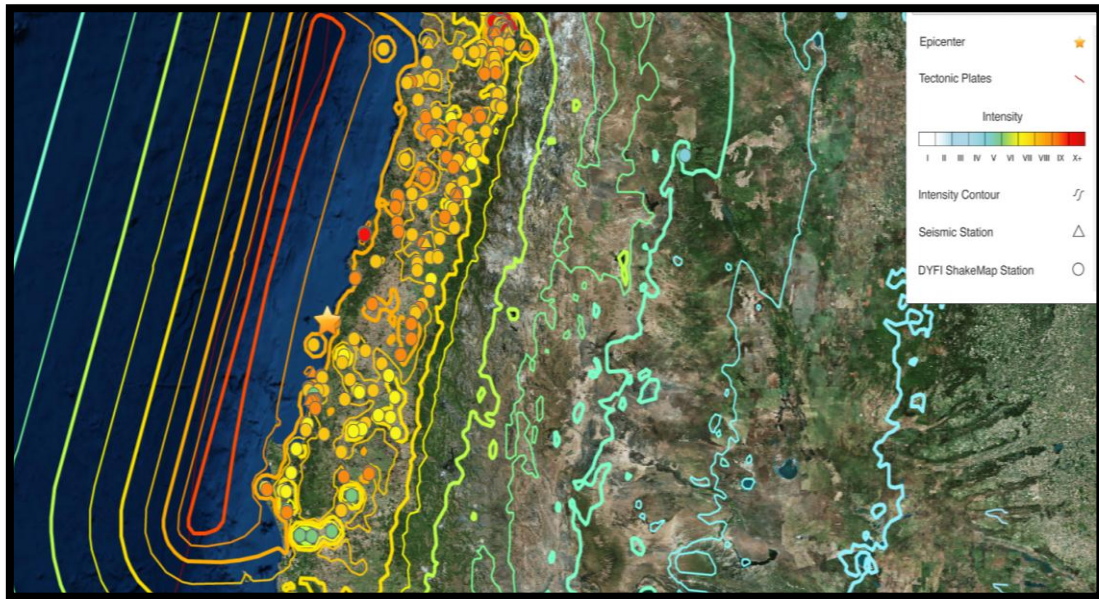
Imagen N° 36 Mapa de ubicación del sismo del 27 de febrero del 2010.



Fuente. United State Geological Survey (USGS).

La Red Sismológica Nacional de Chile indica que, la aceleración máxima registrada es de 0.65g ubicada en Concepción. Mientras que la Red de Cobertura Nacional de Acelerógrafos (RENADIC) indica que, la máxima aceleración registrada fue de 0.56g en CRS Maipú. Este sismo afectó a una población que tiene aproximadamente 13 millones de personas y causó 521 víctimas fatales, también se perdieron 15 mil puestos de trabajo, aproximadamente 500 mil viviendas quedaron inhabitables y más de 200 mil familias perdieron sus hogares [33].

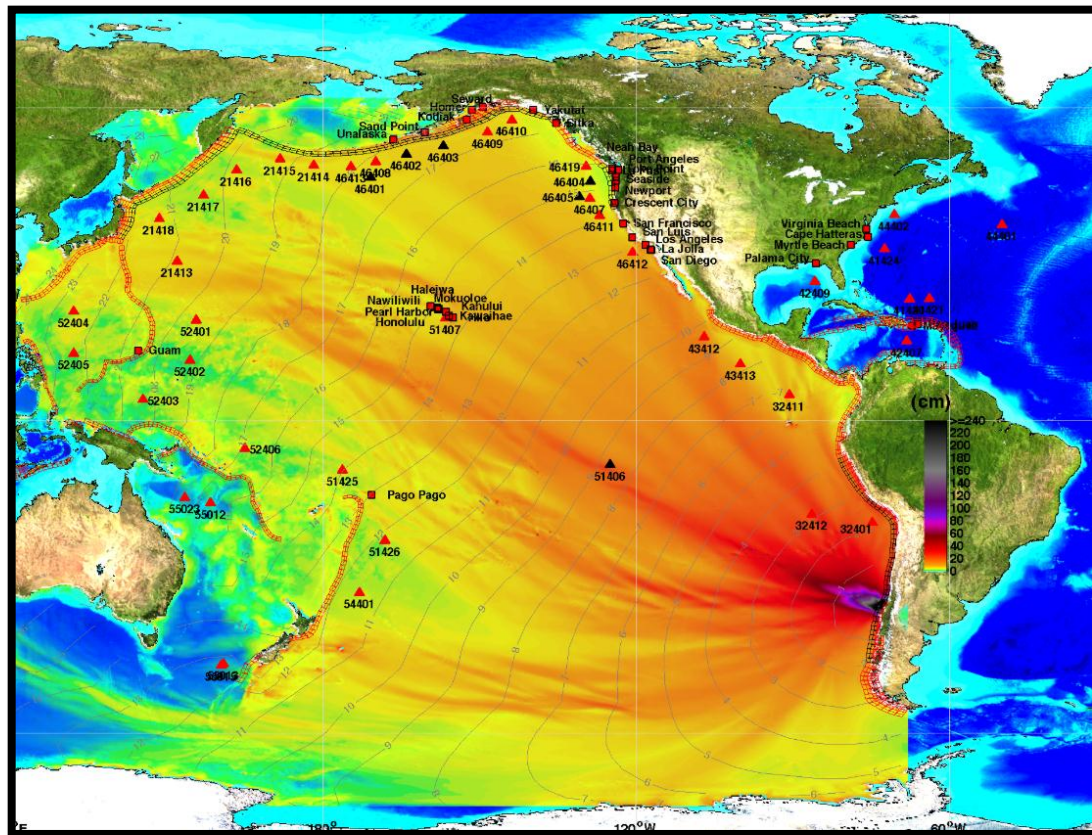
Imagen N° 37 Mapa de intensidades del sismo de Chile en el año 2010.



Fuente. United State Geological Survey (USGS).

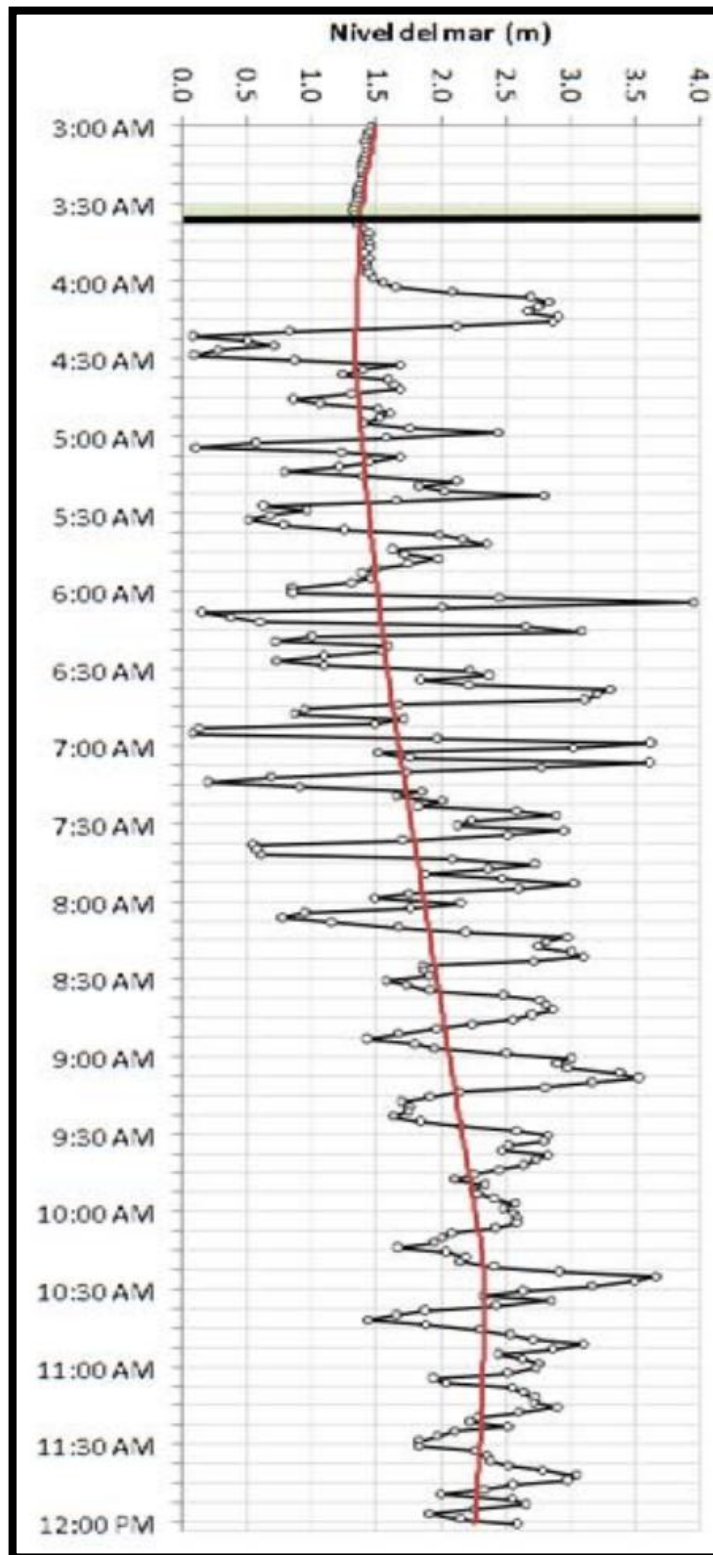
Como consecuencia del sismo se generó un tsunami donde las horas de llegada del tsunami son diferentes para distintos sitios ubicados en la costa. El mareógrafo más cercano a Llole que registró el tsunami indica que las primeras olas alcanzaron amplitudes entre 1.30 y 1.50 metros. En Llole, la ola más grande provino desde el sur y ocurrió al amanecer, con alturas de inundación hasta de 4 metros. Al sur, en las bahías de Concepción, Coliumo y Golfo de Arauco, la dirección del tsunami fue de norte a sur y la tercera ola (8:00 horas) fue la más destructiva; mientras que en Tirúa y la Isla Mocha, la primera hora (4:00 horas) fue la más destructiva [34].

Imagen N° 38 Amplitud máxima del tsunami a nivel mundial tras el sismo de Chile en el año 2010.



Fuente. National Oceanic and Atmospheric Administration

Imagen N° 39 Registro del nivel del mar en Valparaíso después del sismo de 8.8 Mw.



Fuente. Patrick Winckler et al.

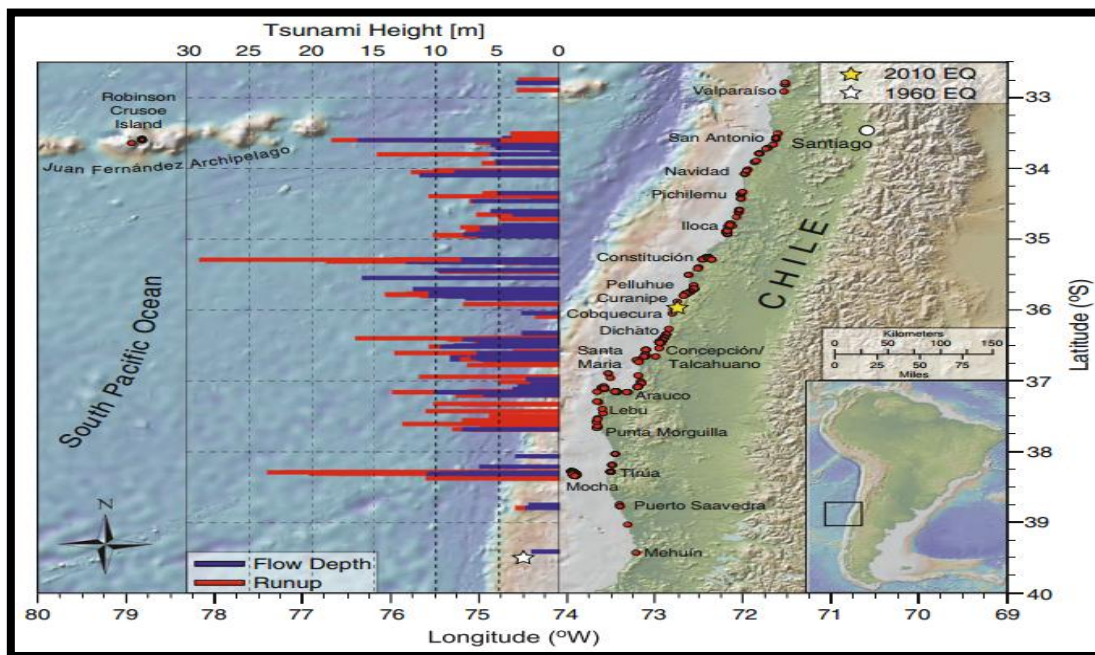
Tabla N° 01 Detalles del tsunami de Chile en el año 2010.

Latitud	Longitud	Localidad	Comuna	Región	Run-up	Intrusión (m)	Víctimas	Población localidad	% Víctimas
33°39' S	78°51' W	Juan Fernández	Juan Fernández	V	18	295	16		1.81
33°31' S	71°37' W	Cartagena	Cartagena		4	103	1	885	0.01
33°36' S	71°38' W	Camping Lolleo	San Antonio		4	455	5	15302	0.04
33°50' S	71°49' W	Caleta Moztazal	Santo Domingo		14	434	1	12488	1.27
34°03' S	71°57' W	Puertecillo	Navidad	VI	12	Sin dato	2	79	1.09
34°24' S	72°01' W	Pichilemu	Pichilemu		6	270	3	184	0.14
35°20' S	72°27' W	Constitución	Pichilemu	VII	29	643	55	2178	1.32
35°52' S	72°40' W	Pelluhue	Pelluhue		14	682	48	4167	1.04
36°32' S	72°56' W	Dichato	Tomé	VIII	11	856	12	4596	0.34
36°36' S	72°58' W	Caleta Los Bagres	Tomé		8	130	1	3488	0.05
36°43' S	73°06' W	Talcahuano	Talcahuano		7	340	21	2178	0.03
37°14' S	73°19' W	Arauco	Arauco		4	123	1	81000	0.01
37°36' S	73°40' W	Costa Mina	Lebu		13	144	4	16204	0.89
37°50' S	73°35' W	Cañete	Cañete		9	573	5	17797	0.03

38°15' S	73°29' W	Quidico	Tirúa		8	729	2	1013	0.20
38°20' S	73°54' W	Isla Mocha	Lebu		18	582	4	584	0.68
					Tota			16259	0.1
					l		181	3	1

Fuente. Patrick Winckler et al.

Imagen N° 40 Altura de ola y profundidad de flujo en distintos sitios de Chile causados por el tsunami en el año 2010.



Fuente. Patrick Winckler et al.

Imagen N° 41 Embarcación arrastrada por las olas del tsunami en Talcahuano en el año 2010.



Fuente. Servicio de Hidrografía y Oceanografía de la Armada (SHOA).

Imagen N° 42 Vivienda impactada por embarcaciones arrastradas por el tsunami en la isla de Rocuant en el año 2010.



Fuente. Servicio de Hidrografía y Oceanografía de la Armada (SHOA).

Imagen N° 43 Arrastre de vehículos y escombros hasta el centro de Tacahuano en el año 2010.



Fuente. Servicio de Hidrografía y Oceanografía de la Armada (SHOA).

Imagen N° 44 Acumulación de escombros y destrucción de viviendas a causa del tsunami en Pelluhue en el año 2010.



Fuente. Servicio de Hidrografía y Oceanografía de la Armada (SHOA).

Imagen N° 45 Viviendas levantadas y arrastradas por las fuerzas del tsunami en Pelluhue en el año 2010.



Fuente. Servicio de Hidrografía y Oceanografía de la Armada (SHOA).

Imagen N° 46 La vivienda fue levantada y destruida por el tsunami en Chile en el año 2010.

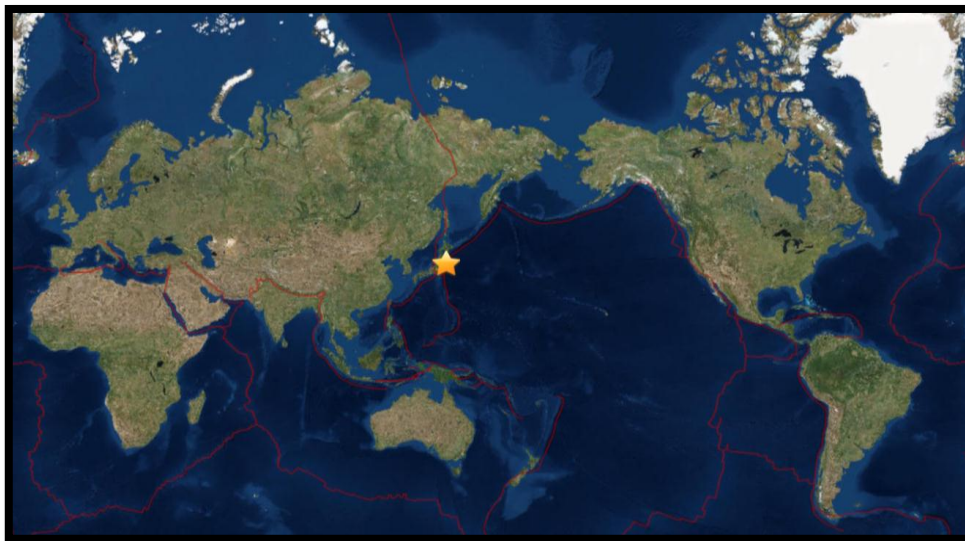


Fuente. Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina de Guerra del Perú.

Tsunami de Japón (2011)

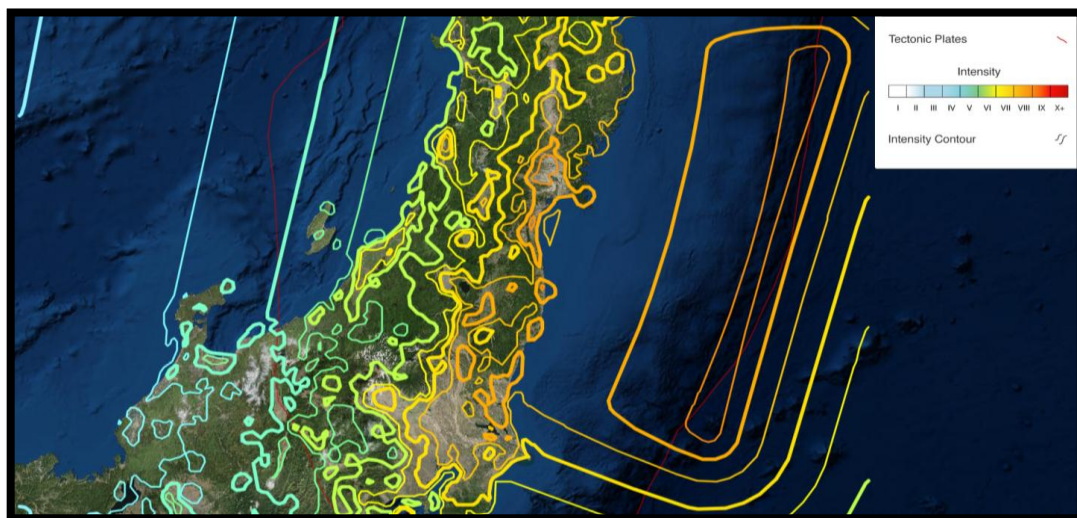
El 11 de marzo del 2011 a las 05:46:24 UTC se produjo un sismo cerca de la costa este de Honshu de magnitud 9.1 Mw y en la Escala de Mercalli se registró una intensidad de grado IX. El epicentro se localizó en las coordenadas 38.297°N y 142.373°E a una profundidad de 24 km. La zona de ruptura que genero el tsunami tuvo una longitud de 400 km de largo con 150 km de ancho [35].

Imagen N° 47 Ubicación del sismo de 9.1 Mw a nivel global en el año 2011.



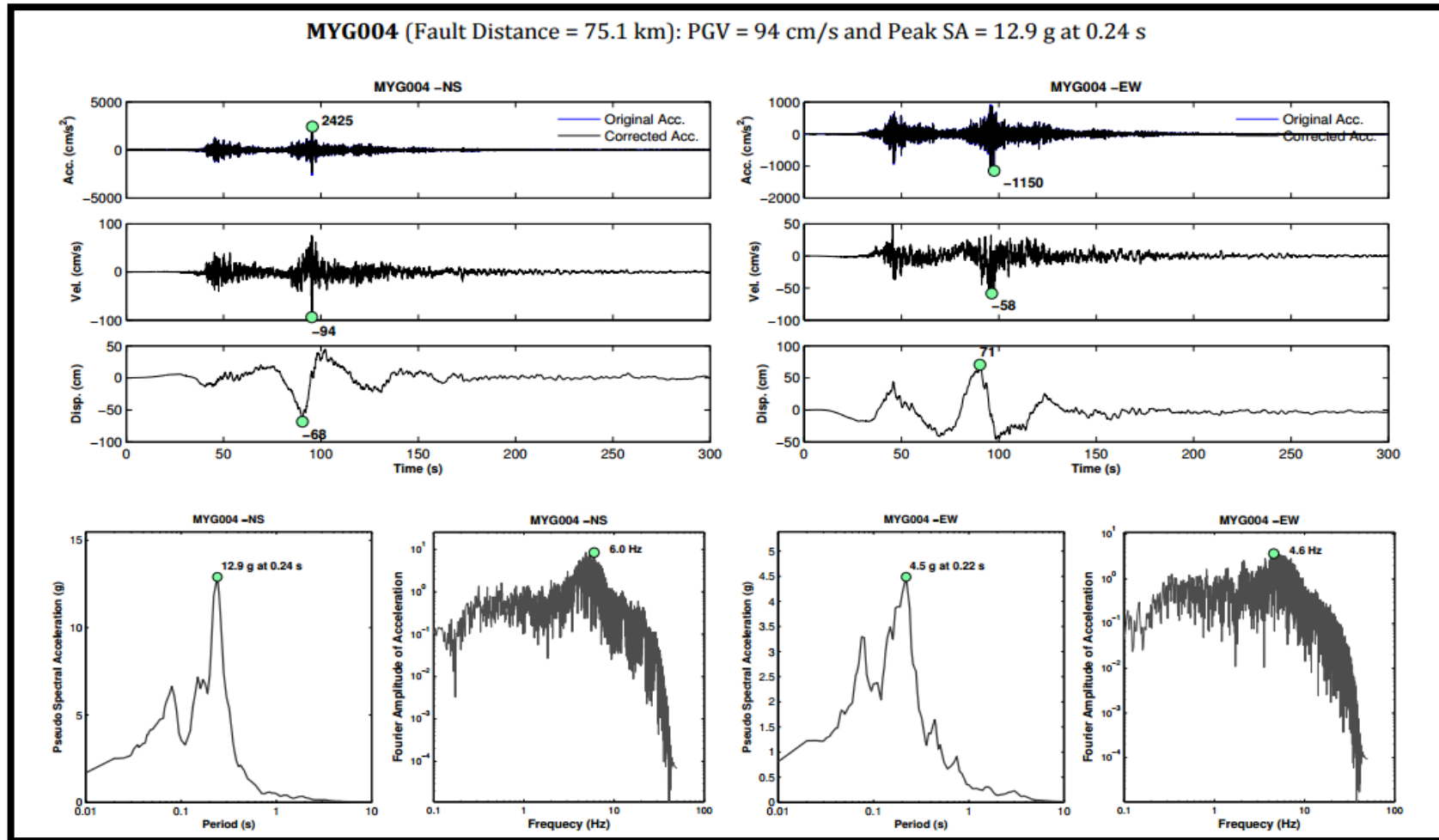
Fuente. United State Geological Survey (USGS).

Imagen N° 48 Mapa de intensidades a causa del sismo. La máxima intensidad registrada es de IX en Escala de Mercalli Modificada.



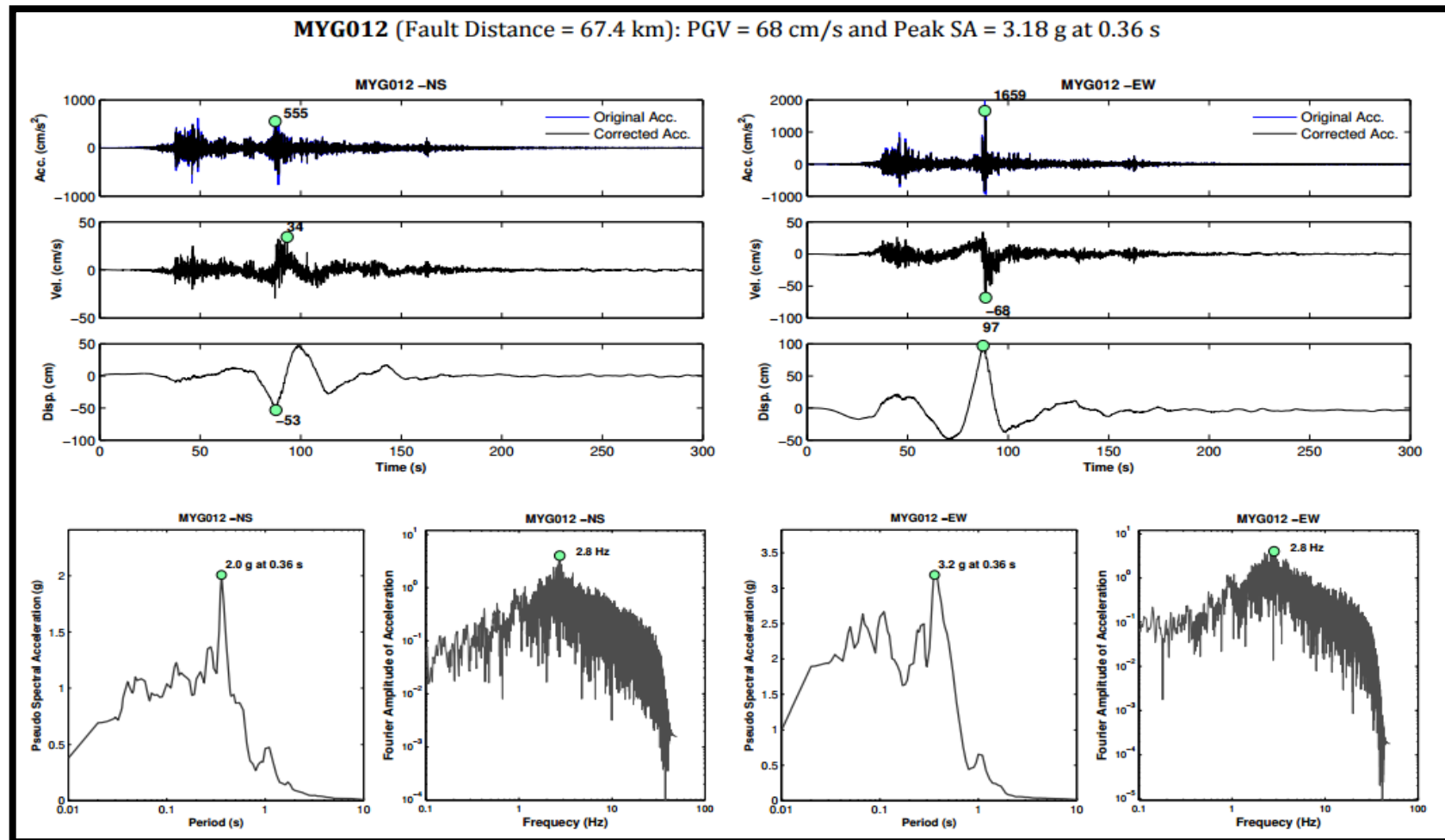
Fuente. United State Geological Survey (USGS).

Imagen N° 49 Datos del acelerógrafo MYG004 al instante del terremoto en Japón.



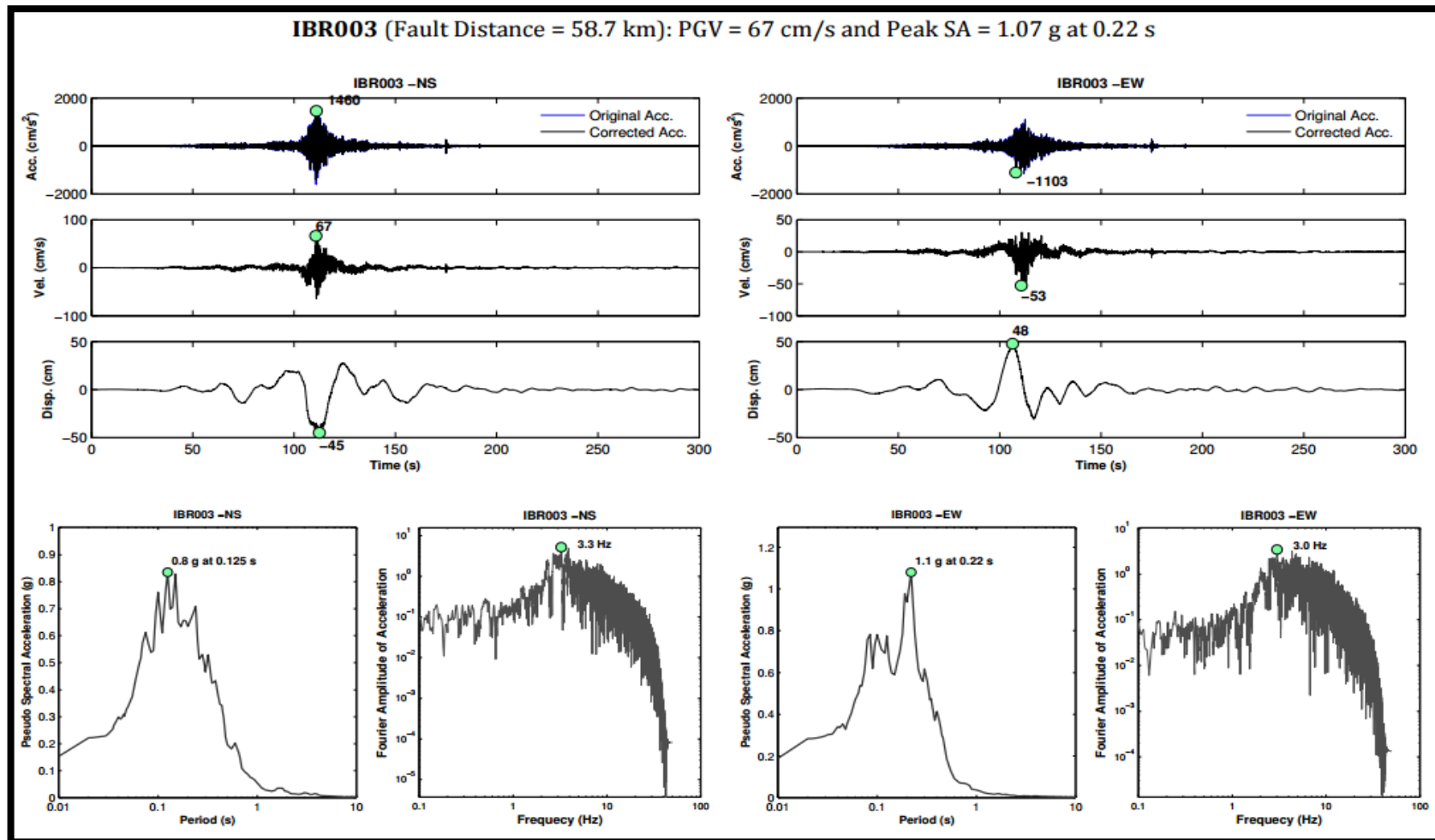
Fuente. United State Geological Survey (USGS).

Imagen N° 50 Datos del acelerógrafo MYG012 al instante del terremoto en Japón.



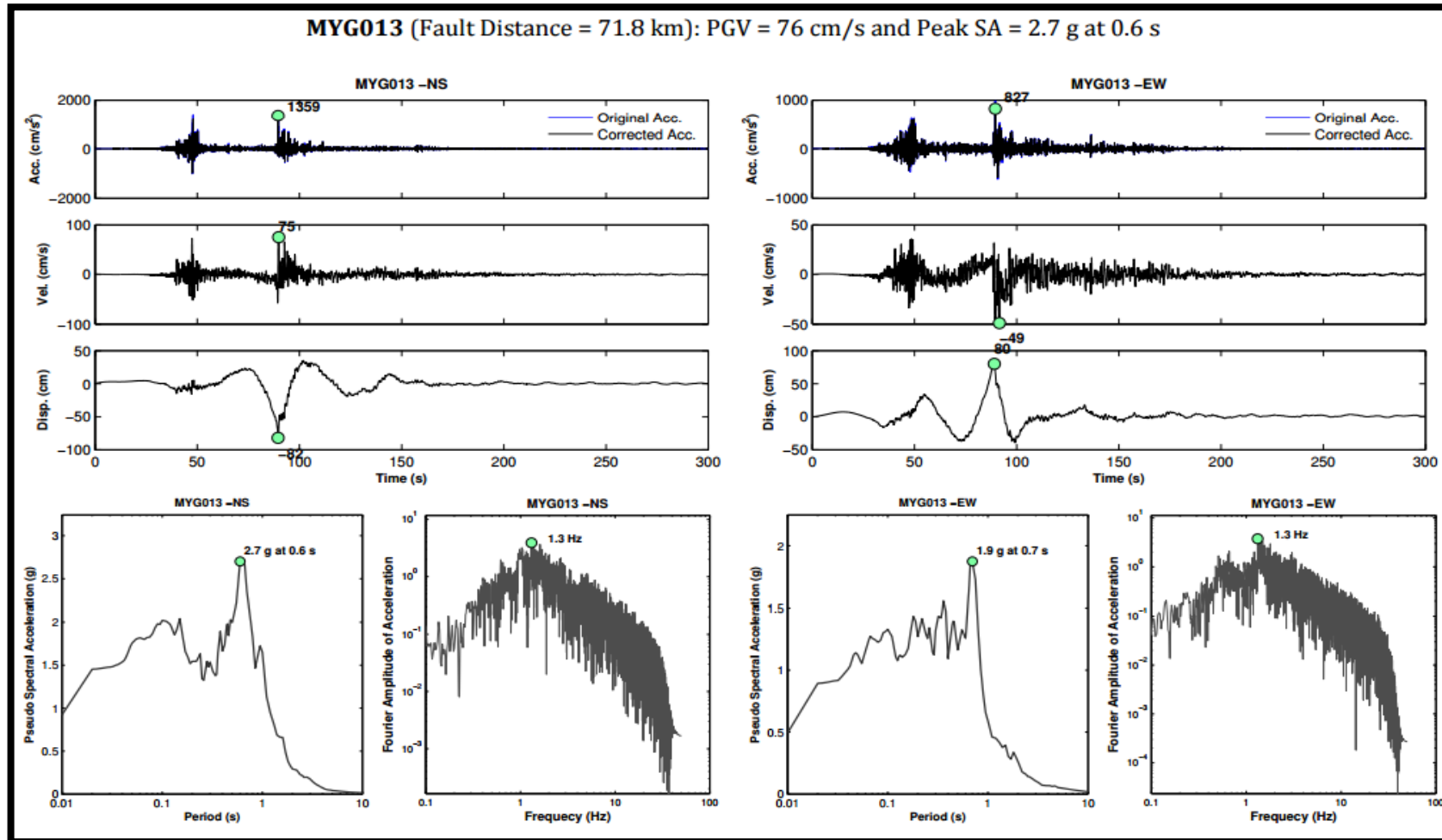
Fuente. United State Geological Survey (USGS).

Imagen N° 51 Datos del acelerógrafo IBR003 al instante del terremoto en Japón.



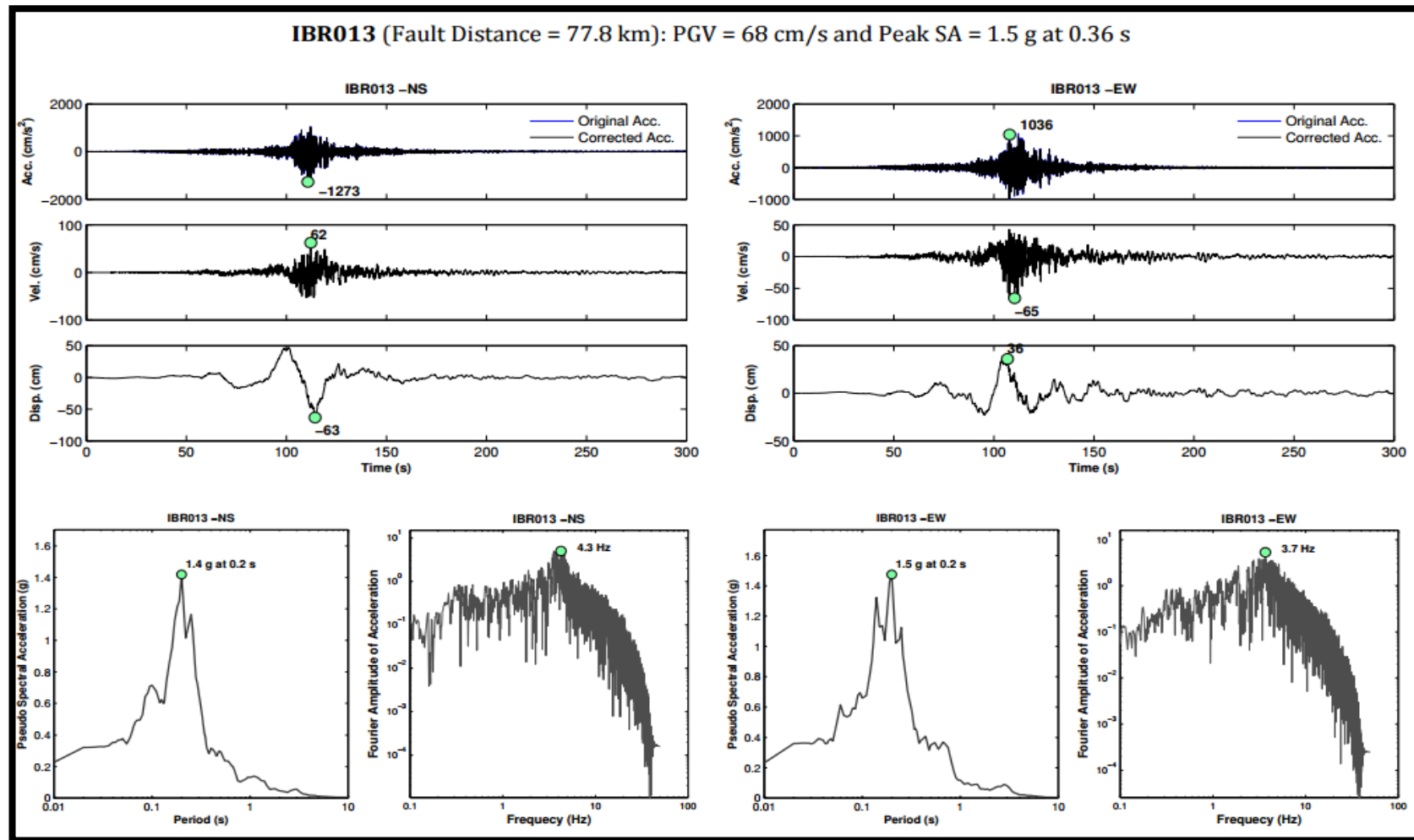
Fuente. United State Geological Survey (USGS).

Imagen N° 52 Datos del acelerógrafo MYG013 al instante del terremoto en Japón.



Fuente. United State Geological Survey (USGS).

Imagen N° 53 Datos del acelerógrafo MYG013 al instante del terremoto en Japón.



Fuente. United State Geological Survey (USGS).

El tsunami ocasionado por el terremoto de 9.1 Mw generó olas que alcanzaron más de 38.9 metros de altura, en la Prefectura de Iwate que fueron el máximo jamás medido en un tsunami en Japón. La altura de la ola se acercaba o se excedían a los 20 metros en las comunidades costeras más pobladas de Iwate y en el norte de la Prefectura de Miyagi. En la gran llanura que le caracteriza a la costa de la Prefectura de Miyagi al sur de Sendai, el pico de las alturas de agua promedio fueron de 8.10 metros. Había impactos significativos causados por el tsunami tanto en el sur como en la Prefectura de Chiba [36].

Tabla N° 02 Características del tsunami e impactos ocasionados.

Ciudad	Población Expuesta	Muertes y Desapareci	Pico de la altura de	Área Total	Área de Inundación	% de inundación	Tiempo de arribo
Hachinoche	2 733	0	2.7	*	*	*	36
Hirono Town	7 171	0	5.5	303	1	0.33	*
Kuji city	3 177	4	18.6	623	4	0.64	*
Noda Village	1 115	38	17	81	2	2.47	*
Fudai Village	1 582	1	28	50	0.5	1.00	*
Iwaizumi Town	1 137	5	6.8	993	1	0.10	*
Miyako City	1837 8	541	37.88	1260	9	0.71	31
Yamada Town	1141 8	815	10	263	4	1.52	*
Otshuchi Town	1191 5	1378	19	201	4	1.99	*
Kamaishi City	1316 4	1082	9	441	7	1.59	35
Ofunato City	1907 3	446	23.6	323	6	1.86	24
Rikuzentak ata City	1664 0	1939	19	232	9	3.88	20
Kesennuma City	4033 1	1406	22.2	333	15	4.50	20
Minamisan riku Town	1438 9	901	15.5	164	7	4.27	25
Ishinomaki City	1122 76	3890	16	556	7	1.26	*

Onagawa Town	8 048	914	18.4	*	*	*	*
Higashimatsushima City	34014	1138	10.4	102	36	35.29	*
Matsushima Town	4053	2	2.4	54	2	3.70	*
Shiogama City	18718	21	4	18	5	27.78	*
Shichigahama Town	9149	75	10	13	6	46.15	*
Tagaiyo City	17144	189	7	20	6	30.00	*
Sendai City	29962	730	9.9	*	*	*	65
Sendai-Miyagino	17375	*	*	58	20	34.48	*
Sendai-Wakabayashi	9386	*	9.4	48	29	60.42	*
Sendai-Taihaku	3201	*	*	228	3	1.32	*
Natori City	12155	982	12	100	27	27.00	74
Iwanuma City	8051	183	7.6	61	29	47.54	*
Watari Town	14080	270	8	75	35	46.67	*
Yamamoto Town	8990	690	5	64	24	37.50	*
Shinchi Town	4666	110	7.9	46	11	23.91	*

Fuente. Special Earthquake Report.

Según M. Villatoro indica que, la mayor destrucción lo causó el tsunami causando más de 11 mil víctimas y un promedio de 16 mil desaparecidos. En infraestructura causó la pérdida de 125 a 480 mil millones de dólares” [37].

Imagen N° 54 Ciudad de Ishinomaki antes y después del tsunami en el año 2011.



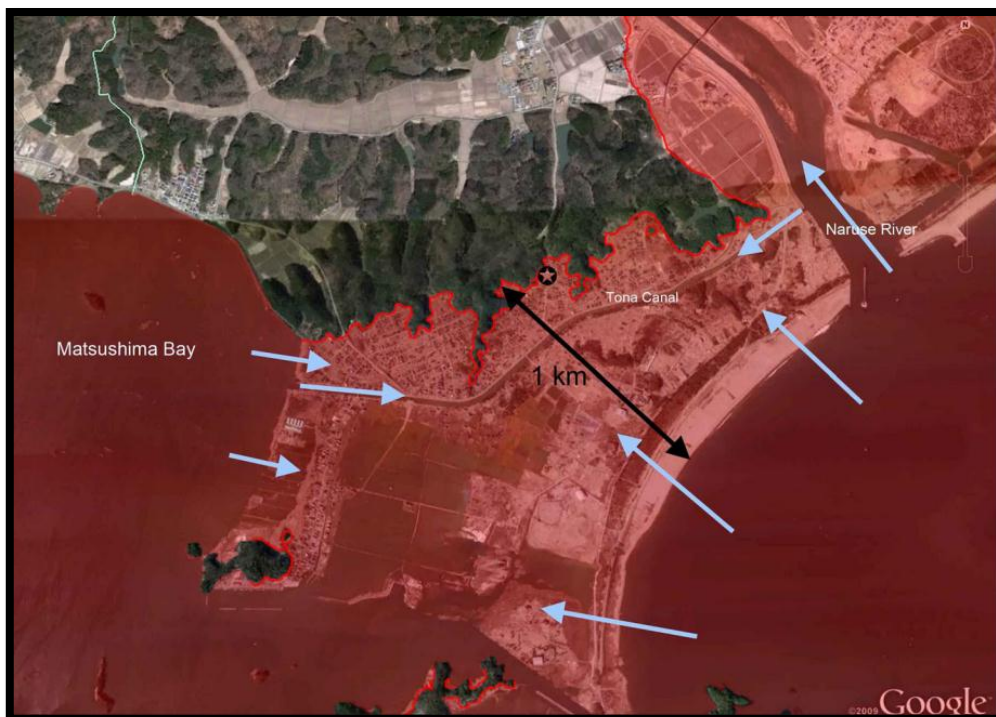
Fuente. Special Earthquake Report.

Imagen N° 55 Inundación aproximada en Minimisanriku Town en el año 2011.



Fuente. Special Earthquake Report.

Imagen N° 56 Área de inundación aproximada cerca de la ciudad de Higashimatsushima en el año 2011.



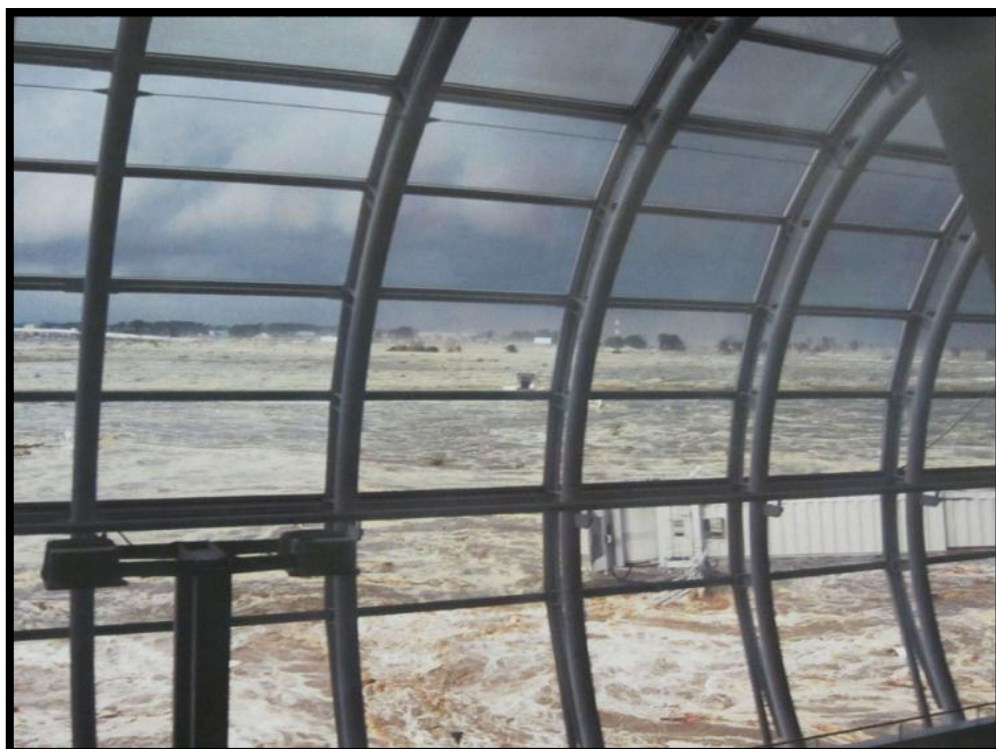
Fuente. Special Earthquake Report.

Imagen N° 57 Área de inundación aproximada en Sendai, Natori y Iwanuma Cities en el año 2011.



Fuente. Special Earthquake Report.

Imagen N° 58 Visión del tsunami en el tercer piso del edificio en el aeropuerto en Sendai en el año 2011.



Fuente. Special Earthquake Report.

Imagen N° 59 Ola de 10 metros de altura golpeó la costa de Japón donde quedó completamente inundado en el año 2011.



Fuente. Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina de Guerra del Perú.

Imagen N° 60 Edificio arrastrado por el tsunami en Japón en el año 2011.



Fuente. Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina de Guerra del Perú.

Imagen N° 61 Destrucción del puerto de Onagawa debido al tsunami. Se puede apreciar que el edificio de 3 niveles fue arrancado desde sus cimientos en el año 2011.



Fuente. Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina de Guerra del Perú.

Imagen N° 62 Vista aérea del tsunami que inundó Sendai en el año 2011.



Fuente. Instalación Aérea Naval Atsugi.

Imagen N° 63 Vista aérea del tsunami que inundó Sendai en el año 2011.



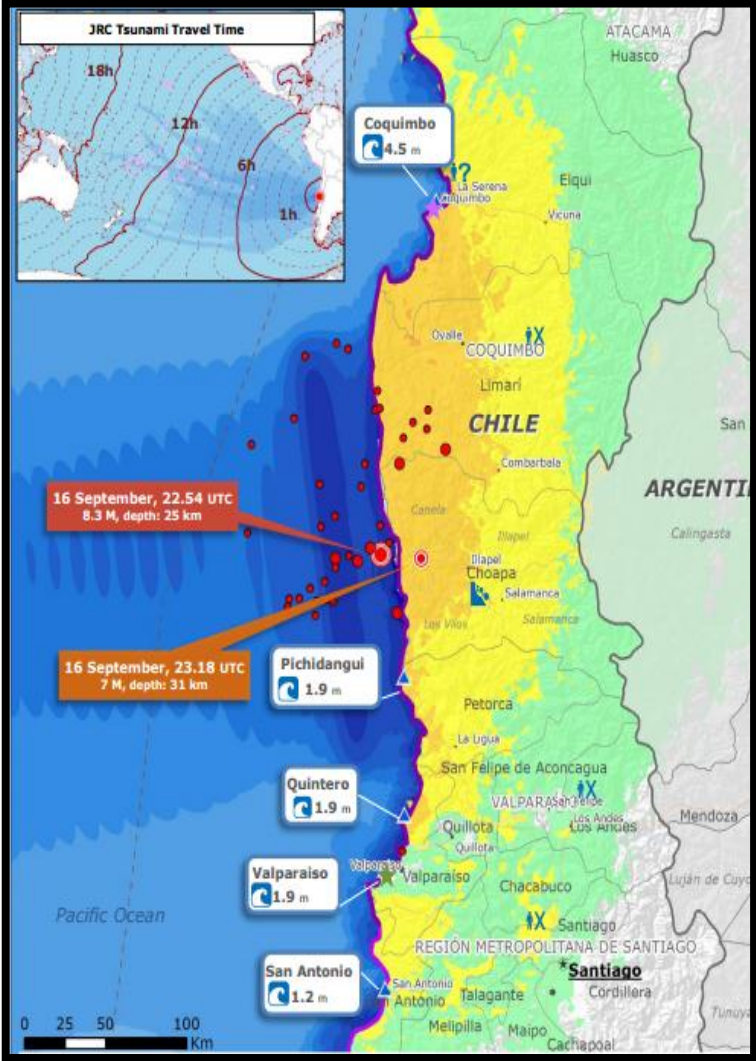
Fuente. Marina de los EE.UU.

Tsunami de Chile (2015)

El 16 de setiembre del 2015 a las 22:54:32 UTC ocurrió un sismo de 8.3 Mw en Illapel, en la región de Coquimbo en Chile. El epicentro se ubicó en las coordenadas 31.573°S y 71.674°E a una profundidad de 22.4 km [38]. Se estima que la ruptura alcanza unos 200 a 250 km con un desplazamiento máximo vertical de 6 metros [39].

Según el reporte del Equipo Magre – Caritas Chile (2015) indica que, la ciudad de Coquimbo se vio afectada por el tsunami donde la altura de la ola fue de 8 metros, provocando también la destrucción de la península de Tongoy, la bahía de Coquimbo, la Celta de los Vilos, de la IV Región de Coquimbo y la caleta de Concón en la V región de Valparaíso”.

Imagen N° 64 Ubicación geográfica del sismo en Chile del 2015.



Fuente. European Commission. Huamanitarian Aid and Civil Protection (2015)

Imagen N° 65 Daños causados por el tsunami en la ciudad de Coquimbo en el año 2015.



Fuente. Pablo Ovalle Isasmendi.

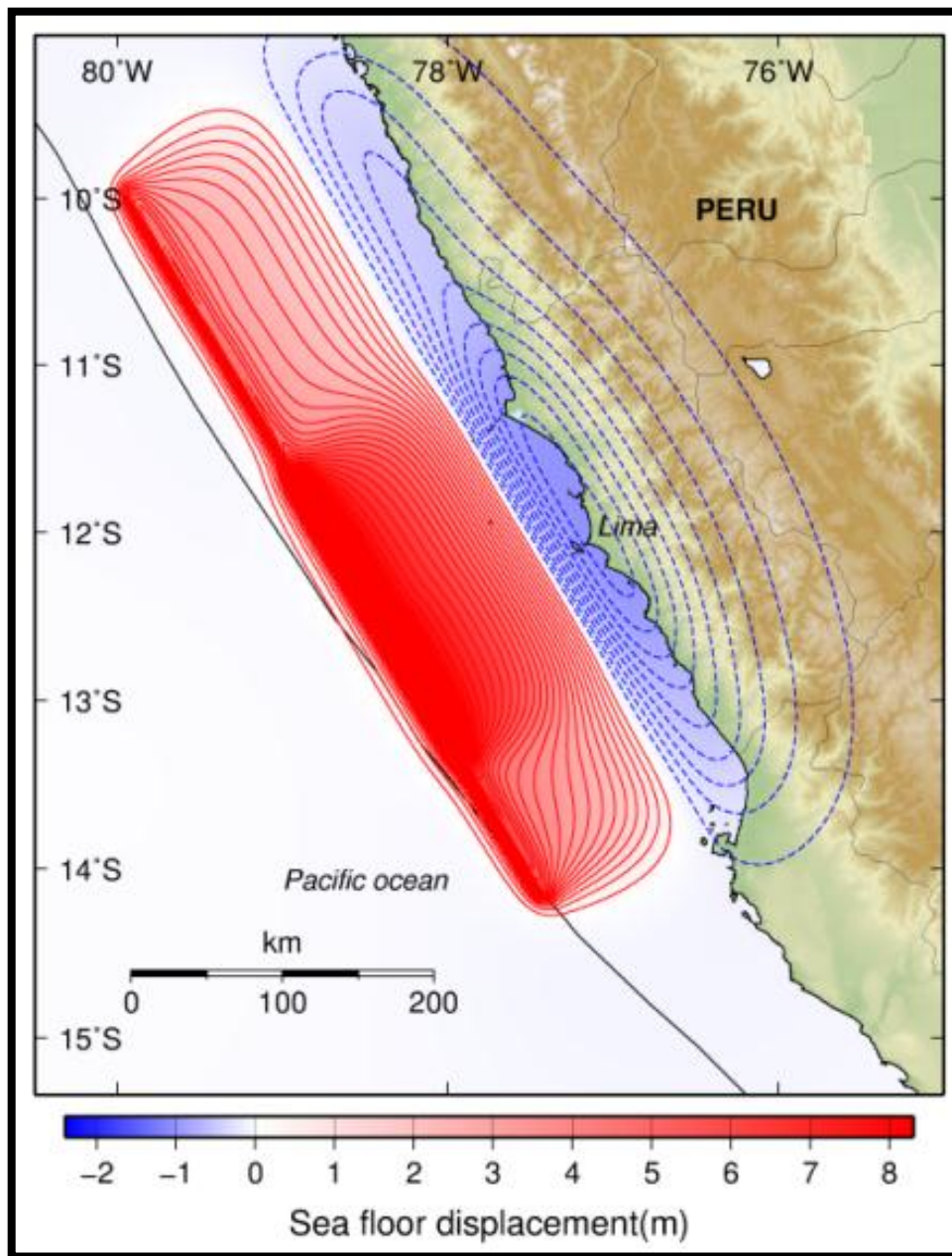
Tsunamis ocurridos en el Perú

Tsunami del Callao (1746)

El 28 de octubre del año de 1746 ocurrió un sismo de 9.0 Mw en la Escala de Magnitud de Momento, donde su epicentro se ubicó en las coordenadas 12°S y 77.2°W. A causa del sismo de gran magnitud se produjo un tsunami en donde una de las olas alcanzó una altura de 10 metros que causó destrucción en el Callao. Cerca a Barranco y Miraflores, la altura de tsunami fue aproximadamente 24 metros [40].

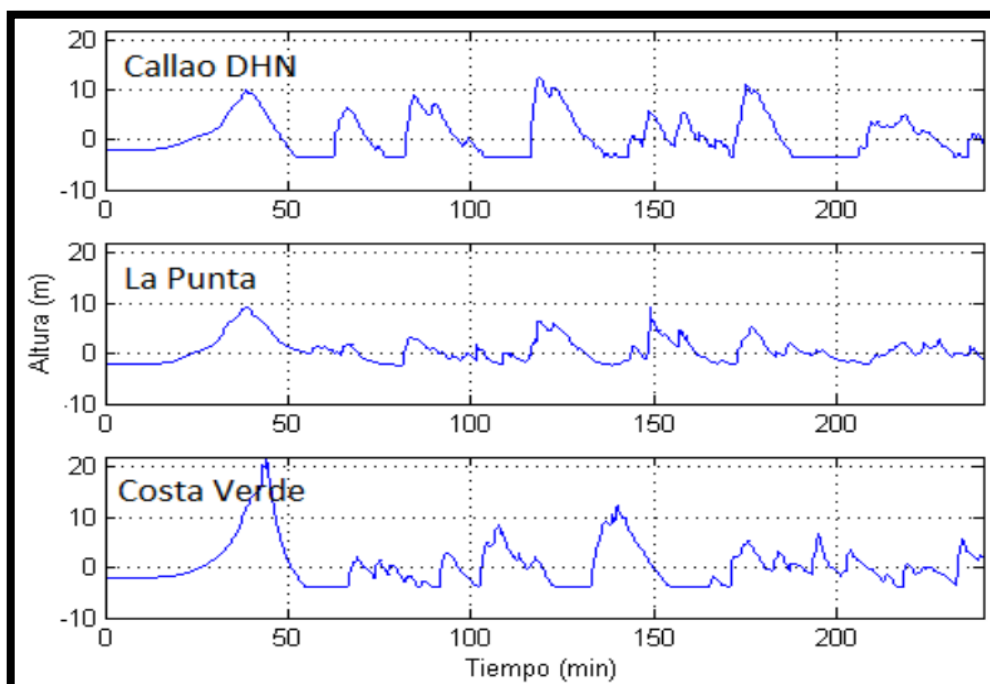
Como no se cuenta con datos exactos del tsunami en aquellas épocas, la Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina de Guerra del Perú modeló el tsunami del Callao de 1746 de acuerdo a la magnitud del sismo. Se estima que la longitud de ruptura es de 550 km y 140 km de ancho. En el modelamiento numérico del tsunami se ha determinado el tiempo que demora el tsunami en llegar a las costas en donde la primera ola demoraría 23 minutos en llegar a la zona del Callao [10].

Imagen N° 66 Modelamiento de la deformación inicial del fondo marino provocado por el sismo de 9.0 Mw de 1746 en el Callao.



Fuente. Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina de Guerra del Perú.

Imagen N°67 Altura de las olas que impactaron en el Callao (10 metros), la Punta (10 metros) y Costa Verde (22 metros).



Fuente. Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina de Guerra del Perú.

Imagen N° 68 El Callao destruido por olas del tsunami en el año de 1746.



Fuente. Oceanografía, Ecología y Energía Mareomotriz.

Tsunami de Camaná (2001)

El 23 de junio de 2001 a las 15:33 aproximadamente ocurrió un sismo de magnitud 8.4 Mw a 15 km al noroeste de la localidad de Ático - Arequipa, el epicentro se ubicó en las coordenadas 16.20°S y 73.75°E [4].

Imagen N° 69 Mapa de ubicación del epicentro del sismo.



Fuente. Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina de Guerra del Perú.

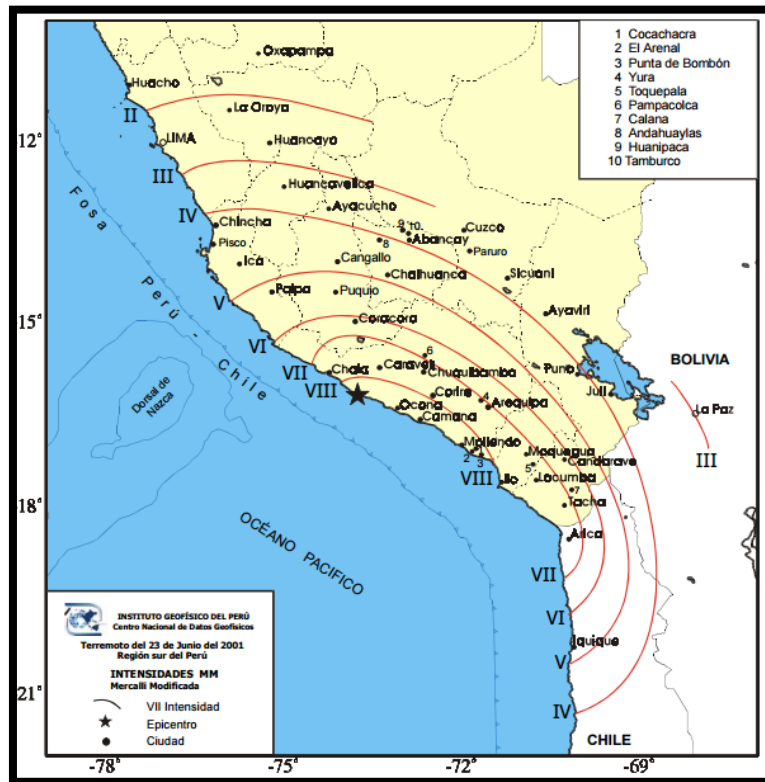
Tabla N° 03 Parámetros sismo en Arequipa del 23 de junio de 2001.

Fecha	Hora	Lat. -S	Long. -W	Prof (km)	Magnitud	Agencia
23:06:01	20:23:04.4	16.20°	73.75°	29	6.9 MI	IGP
23:06:01	20:33:13.0	16.15°	73.40°	33	8.4 Mw	NEIC
23:06:01	04:18:31.6	17.73°	71.34°	31	6.8 Mw	NEIC
05:07:01	13:53:49.7	15.56°	73.45°	69	6.6 Mw	NEIC
05:07:01	09:38:43.0	17.38°	71.78°	26	7.5 Mw	NEIC

Fuente. Instituto Geofísico del Perú.

El sismo afectó a varios de los departamentos ubicados en el sur del país (Arequipa, Ayacucho, Moquegua y Tacna), además de las ciudades de Arica e Iquique en Chile y La Paz en Bolivia. La máxima intensidad producida por el terremoto fue de VIII en la escala de Mercalli, donde las intensidades disminuyen a mayor distancia del epicentro.

Imagen N° 70 Mapa de Intensidades en la escala de Mercalli Modificada para el sismo de Arequipa en el año 2001.



Fuente. Instituto Geofísico del Perú.

La aceleración del sismo fue registrada por tres estaciones ubicados: en Lima (ubicado a 561 km), Huancayo (ubicado a 424 km) y Moquegua (ubicado a 329km), arrojaron los siguientes datos:

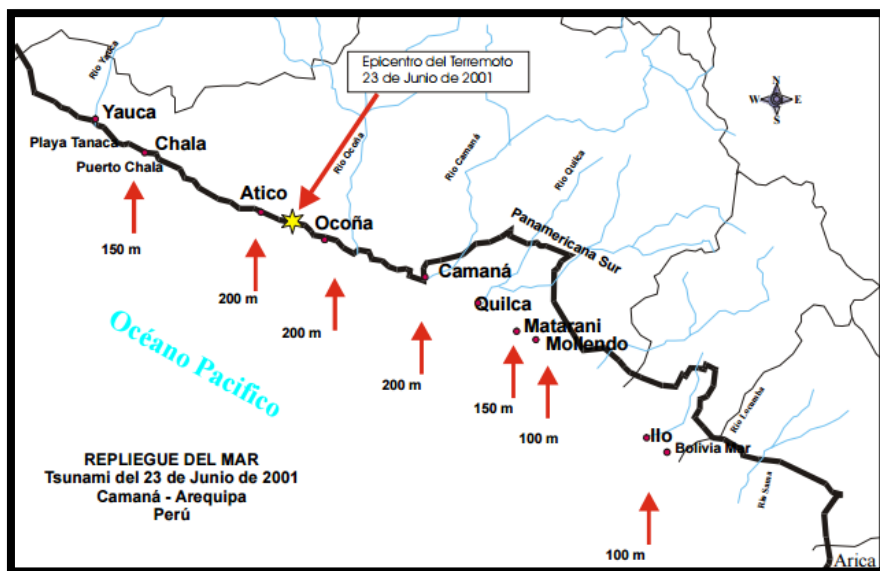
Tabla N° 04 Aceleraciones máximas registradas durante el terremoto de Arequipa.

Estación	Comp. Z (cm/s ²)	Comp. NS (cm/s ²)	Comp. EW (cm/s ²)	Acel. Neta (cm/s ²)	Distancia Epicentro - Estación
MOQ	160.6	220.0	295.3	184.1	329 km
JAB	3.1	6.0	11.0	6.2	424 km
CAM	3.4	4.6	4.1	3.1	561 km

Fuente. Instituto Geofísico del Perú.

El tsunami llegó 15 minutos después de ocurrido el sismo con el retiro del mar, el mismo que se produjo mayormente entre las playas de las localidades de Chala e Ilo con distancias que oscilaron entre 100 a 200 metros. En las playas de las localidades Chala y Ático fue calmado y su retorno suave sin ocasionar daños; mientras que, entre Ático y Ocoña, el mar se replegó hasta 200 metros y a su retorno inundó las playas entre 30 a 50 metros por la desembocadura del río Ocoña. En la localidad de Camaná, el repliegue del mar alcanza distancias de 200 metros y a su retorno ocasionó severos daños en las playas. Finalmente, en las localidades de Quilca, Matarani, Mollendo e Ilo, el mar se retiró entre 100 y 150 metros y a su retorno no ocasionó daños.

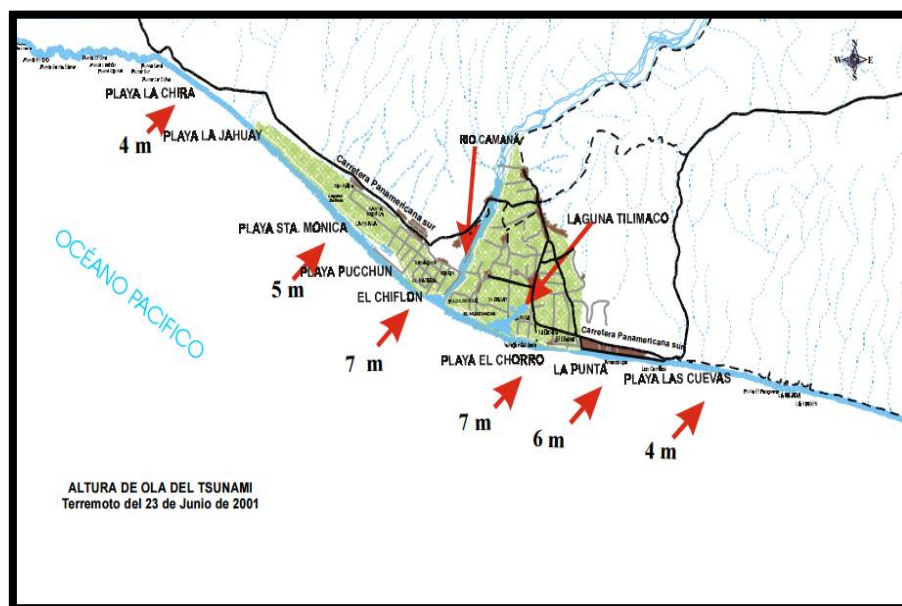
Imagen N° 71 Niveles medios de replegamiento del mar debido al terremoto de Arequipa en el año 2001.



Fuente. Instituto Geofísico del Perú.

En la Imagen N° 71 se muestra el área de la localidad de Camaná en donde el tsunami del 23 de junio produjo mayor desastre. Las olas producidas por el tsunami alcanzaron alturas del orden de 4 a 7 metros entre las playas de La Chira y Las Cuevas en los extremos NW y SE de la localidad de Camaná respectivamente. Las olas alcanzaron alturas máximas de 7 metros en El Chiflón y la playa El Chorro en las cercanías de la desembocadura del río Camaná y de la laguna Tilimaco.

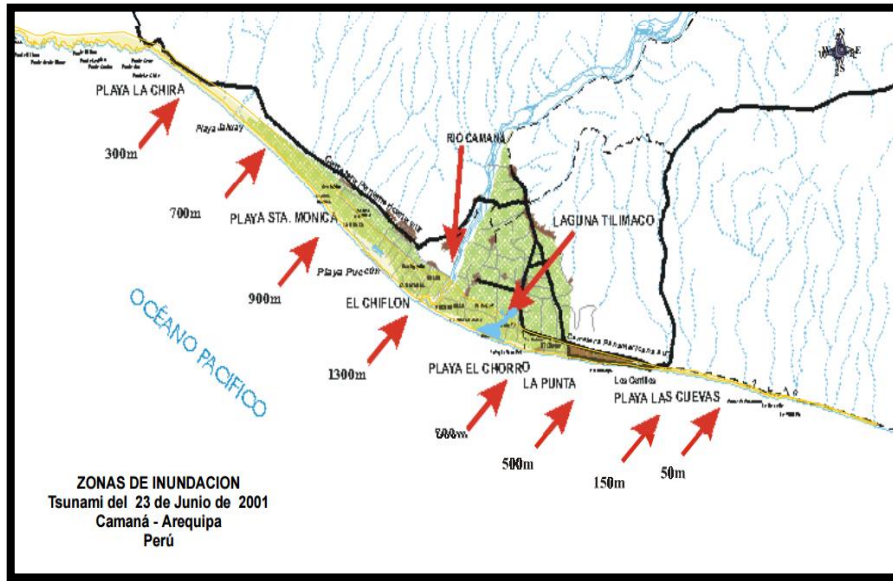
Imagen N° 72 Altura máxima de la ola producida por el tsunami en las distintas localidades de Arequipa en el año 2001.



Fuente. Instituto Geofísico del Perú.

La información obtenida sobre los niveles de inundación indica que estos fueron máximos en las playas La Punta y Las Cuevas ubicadas en el extremo SE de la localidad de Camaná sobre una extensión de 23 km paralela a la línea de costa, tal como se muestra en la Imagen N° 72. Asimismo, la inundación perpendicular a la línea de costa, osciló entre 50 y 1300 metros, siendo la máxima en el lugar denominado El Chiflón cerca al río Camaná y por cuyo valle la ola del tsunami avanzó libremente llegando a inundar y cubrir con arena más de 2000 hectáreas de terrenos agrícolas. Mientras que, en las playas más pobladas como El Chorró, La Punta y Las Cuevas ocasionó la destrucción total de 3500 edificaciones de material noble y daños moderados en otras 1000 aproximadamente, las mismas que en mayor número eran utilizadas en los periodos de verano. A consecuencia del tsunami, en la localidad de Camaná fallecieron 23 personas y con 64 personas desaparecidas. Las pérdidas económicas en esta localidad han sido cuantiosas ya que toda su población subsiste de la agricultura y el comercio [41].

Imagen N° 73 Niveles medios de inundación producidos en las localidades de Camaná debido al tsunami producido por el sismo de Arequipa en el año 2001.



Fuente. Instituto Geofísico del Perú.

Imagen N° 74 Área de inundación del tsunami después de ocurrido el sismo.



Fuente. Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina de Guerra del Perú.

Imagen N° 75 Colapso del edificio después de que el tsunami socavara sus cimientos en Camaná en el 2001.



Fuente. Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina de Guerra del Perú.

Imagen N° 76 Socavación e inundación causada por el tsunami en las viviendas en Camaná en el 2001.



Fuente. Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina de Guerra del Perú.

Tsunami de Pisco (2007)

El 15 de agosto del 2007 a las 18:40 horas ocurrió un sismo de 8.0 Mw, cuyo epicentro se ubicó en las coordenadas 13.386°S y 76.603°O a de 20 km de la costa de Pisco y su hipocentro se ubicó a 39 km de profundidad [42]. El movimiento telúrico duró aproximadamente 50 segundos donde se habría generado entre la Placa de Nazca y la Placa Sudamericana, donde la intensidad en la escala de Mercalli fue registrada con grado VII [43].

Imagen N° 77 Mapa de ubicación del epicentro del sismo en Pisco el 2007.



Fuente. Peru21.

Las aceleraciones máximas fueron registradas por 5 estaciones. Las estaciones del IGP indican que el sismo tuvo una aceleración máxima de 488 cm/seg², estación ubicada en Parcona. Las Estaciones Ceresis indica que el sismo tuvo una aceleración máxima de 115 cm/seg², estación ubicada en la Rinconada. Las Estaciones de la PUCP indica que el sismo tuvo una aceleración máxima de 67.032 cm/seg², estación ubicada en la U. Católica. Las Estaciones del CISMID indica que el sismo tuvo una aceleración máxima de 101 cm/seg², estación ubicada en el Callao. Las Estaciones de SEDAPAL indica que el sismo tuvo una aceleración máxima de 58.88 cm/seg², estación ubicada en Atarjea.

La mayor amplitud del mar que se registró fue en la playa Yumaque, al sureste de la Caleta Lagunillas, donde la altura de la ola fue de 10 metros. En Lagunillas, el tsunami inundó hasta 2

km tierra adentro con una máxima altura de inundación de hasta 6 metros a nivel de la costa [10].

Imagen N° 78 Arrastre de embarcaciones y escombros causados por el tsunami en Pisco el 2007.



Fuente. Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina de Guerra del Perú.

Imagen N° 79 Mapa de inundación de la localidad de Pisco.



Fuente. Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina de Guerra del Perú.

Imagen N° 80 Alcance del agua a consecuencia del tsunami en la ciudad de Pisco el 2007.



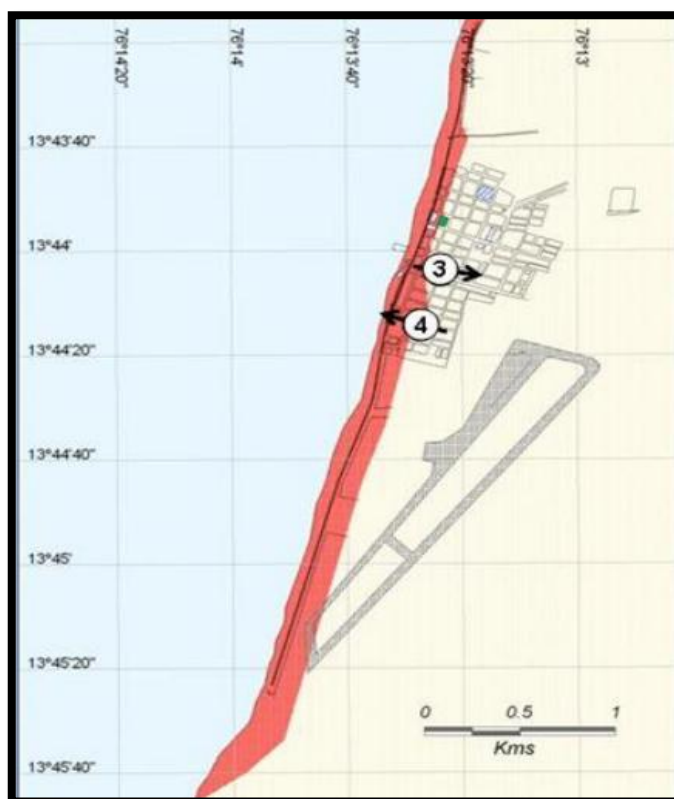
Fuente. Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina de Guerra del Perú.

Imagen N° 81 Colapso del edificio por consecuencia del sismo en Pisco el 2007.



Fuente. Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina de Guerra del Perú.

Imagen N° 82 Mapa de inundación de San Andrés.



Fuente. Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina de Guerra del Perú.

Imagen N° 83 Alcance del agua en la localidad de San Andrés a causa del tsunami en Pisco el 2007.



Fuente. Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina de Guerra del Perú.

Imagen N° 84 Visualización de embarcaciones y escombros en la localidad de San Andrés el 2007.



Fuente. Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina de Guerra del Perú.

Imagen N° 85 Mapa de inundación de la localidad de Paracas.



Fuente. Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina de Guerra del Perú.

Imagen N° 86 Alcance del agua en la localidad de Paracas por causa del tsunami el 2007.



Fuente. Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina de Guerra del Perú.

Imagen N° 87 Inundación causada por el tsunami en Paracas el 2007.



Fuente. Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina de Guerra del Perú.

J. C. Artola, “Modelación Matemática de la Marea Meteorológica Producida por el Huracán Wilma en las Costas de Cuba”, *Centro de Investigaciones Hidráulicas del Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría, Cuba, 2016* [44].

En esta investigación definen las generalidades básicas relacionadas con las olas marinas como su definición y las características de las olas.

Definición de las olas

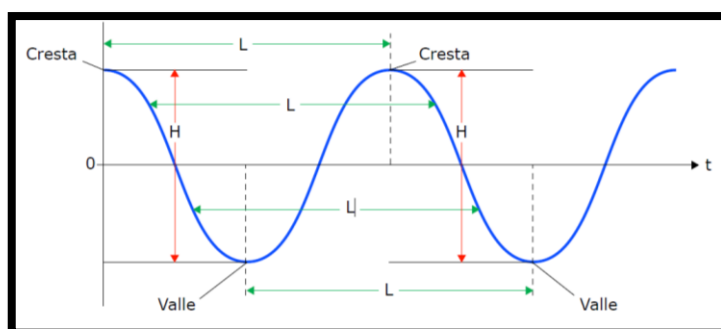
Define a las olas como ondas provocadas por la propagación de energía mecánica a lo largo de la superficie de mares, océanos, ríos, lagos, canales, etc. Los mecanismos que aportan esta energía son de diferente naturaleza, tales como: el viento, perturbaciones meteorológicas, sismos, atracción de cuerpos celestes, etc.

Las partículas del agua en zonas profundas se mueven de forma circular. En aguas poco profundas (también llamada someras), las partículas de agua friccionan con el fondo marino. Esta interacción con el fondo del mar alarga el movimiento circular con el cual venían, transformándolo en una elipse a medida que las partículas se van aplanando y alargando.

Características de las olas

Las olas se caracterizan por tener una forma senoidal determinada por la altura de la onda (H), su longitud (L) y un determinado periodo (T).

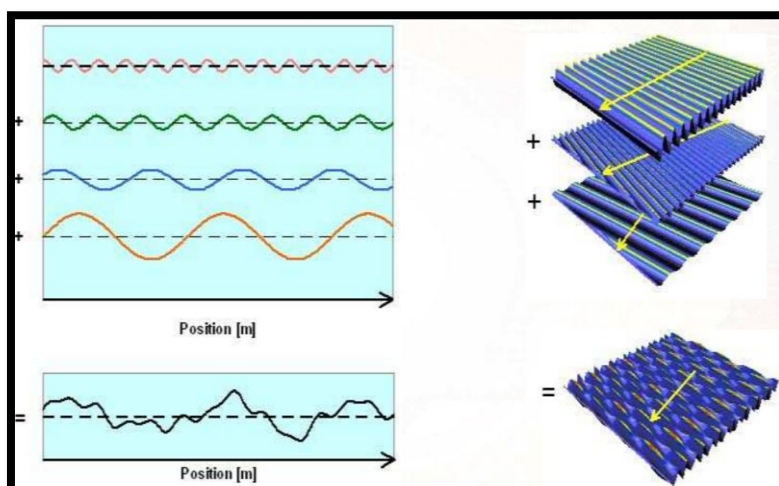
Imagen N° 88 Características de una onda senoidal pura.



Fuente. Roque Calero, José Carta y José Padrón

El océano se compone de una superposición de varias ondas senoidales dirigidas en varias direcciones (Imagen N° 89) en donde su superficie resultante es la suma de las todas las ondas de amplitud variable.

Imagen N° 89 Superposición de ondas senoidales distintas.



Fuente. Pedro Ibáñez Ereño.

R. Garnica Miranda, “Modelo Matemático de los Fenómenos que Modifican el Oleaje. Aplicado a las Obras de Protección de la Central Núcleo Eléctrica Laguna Verde (CNLV)”, Proyecto de Maestría, México, 2008 [45].

En la presente tesis de maestría se definen los fenómenos que modifican el oleaje. El oleaje puede variar dependiendo de la batimetría, de los obstáculos que puedan existir en su recorrido, en la forma de las playas, etc.

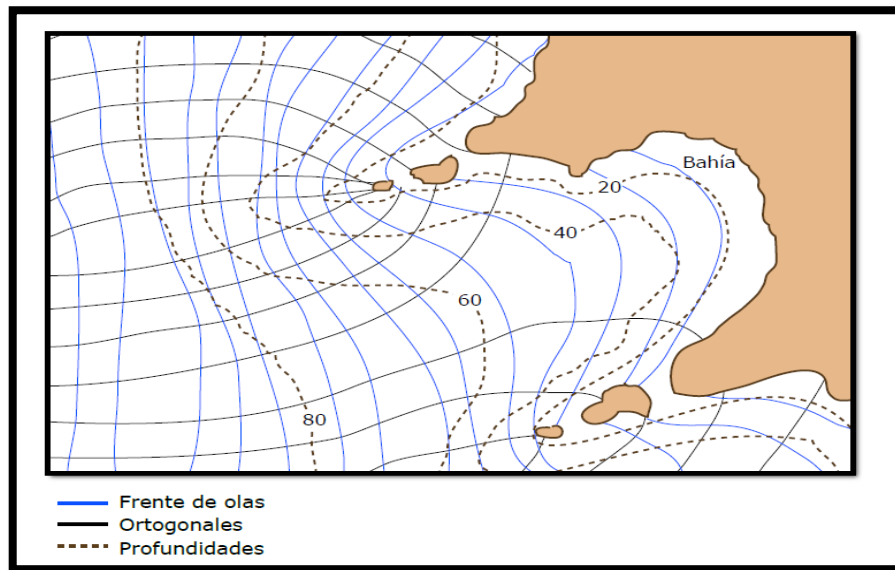
Entre los fenómenos tenemos:

- Refracción
- Difracción
- Reflexión
- Rompiente

Refracción

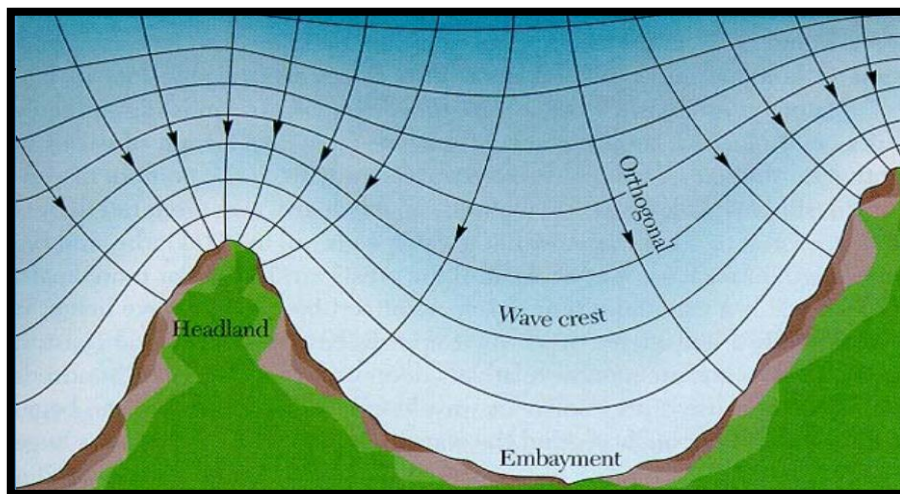
R. Garnica indica en su proyecto que “la refracción es un efecto que cuando el oleaje se traslada a aguas someras, el cambio de profundidad causa una disminución en la celeridad y como consecuencia su longitud disminuye y su altura aumenta. Generando un cambio de dirección del frente del oleaje, haciéndose paralelo a las líneas batimétricas” (CFE, 1983).

Imagen N° 90 Fenómeno de refracción. Convergencia y divergencia de olas.



Fuente. Roque Calero, José Carta y José Padrón

Imagen N° 91 Fenómeno de refracción. Propagación de olas a la costa.

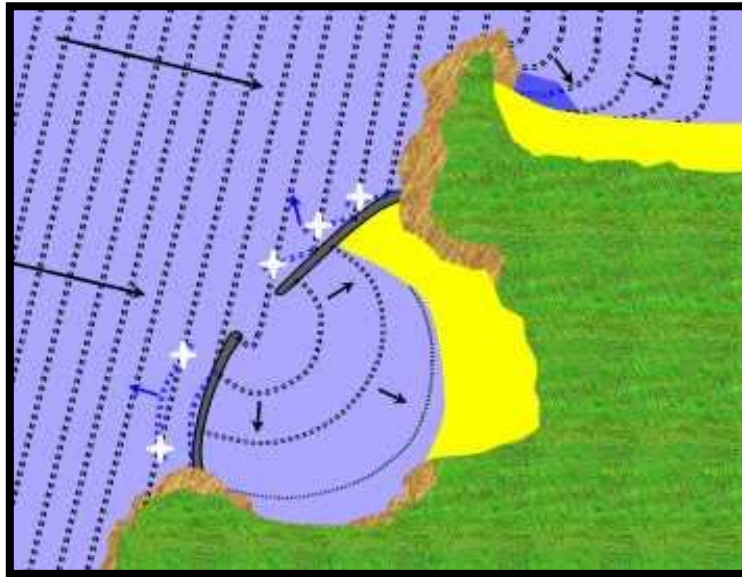


Fuente. Universidad Politécnica de Cataluña.

Difracción

R. Garnica indica en su proyecto que la difracción “es un fenómeno de transferencia de energía lateral a lo largo de la cresta de la ola cuando esta es interrumpida en su recorrido parcialmente por una barrera natural o artificial” (CFE, 1983).

Imagen N° 92 Fenómeno de difracción.

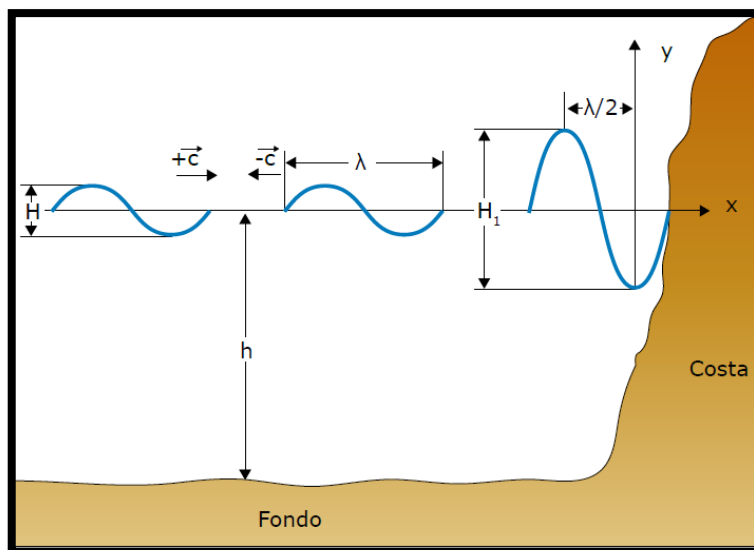


Fuente. Marcelo Rosado.

Reflexión

R. Garnica indica que, “cuando un oleaje no rompiente incide sobre una estructura o acantilado no hay impacto y por ello una parte de la energía es reflejada y la otra se transmite al interior de la estructura, si esta es permeable. En el caso de que el frente de la ola sea paralelo a la frontera y si esta es plana y lisa, se produce una reflexión perfecta que se manifiesta por la presencia de ondas estacionarias”.

Imagen N° 93 Fenómeno de reflexión de olas.

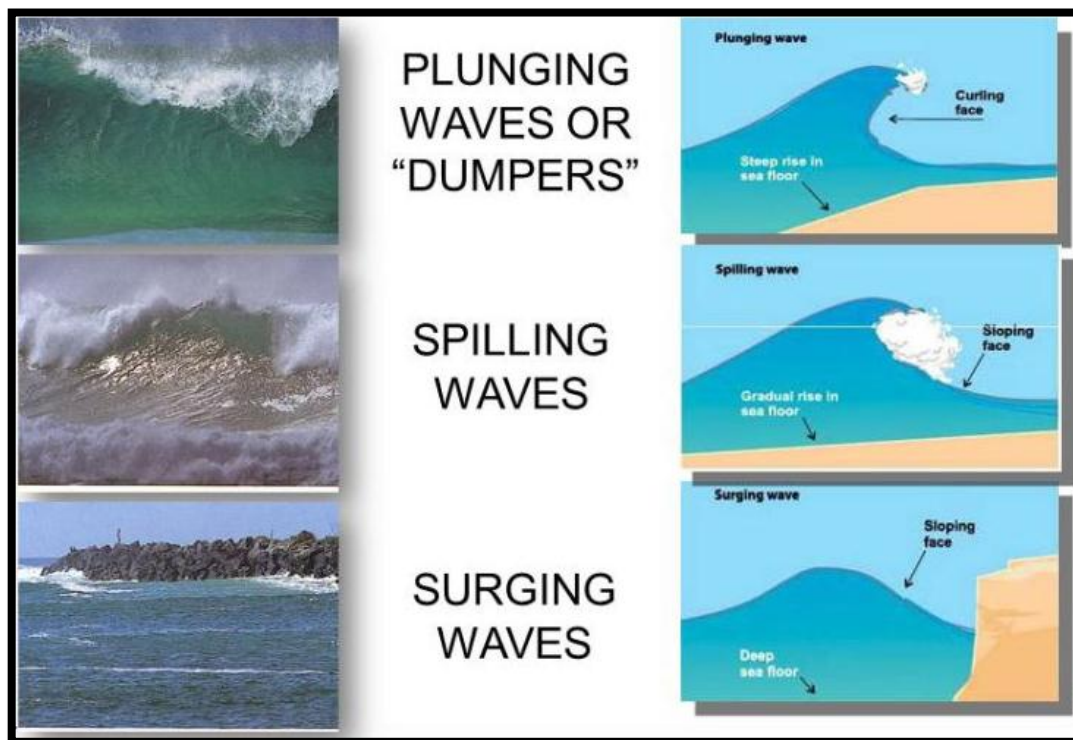


Fuente. Roque Calero, José Carta y José Padrón

Rompiente

R. Garnica indica que, “durante la propagación de las olas desde aguas profundas hasta las aguas poco profundas, ocurre la deformación vertical, ambas debidas al efecto individual o combinado de los fenómenos de refracción, difracción y reflexión”.

Imagen N° 94 Rompiente de la ola.



Fuente. Kernow Weather Team.

P. Fernández Diez, «Energía del Mar», *Ingeniería Energética*, España, 2004 [46].

En el presente trabajo Fernández (2004) indica que, existen diversos tipos de cómo se genera el oleaje. Para el caso de este proyecto, el tipo de clasificación que le corresponde es:

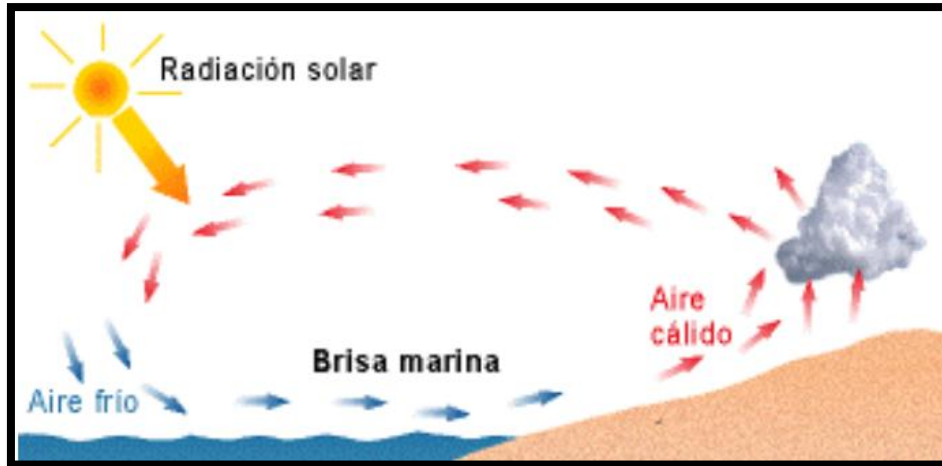
Según las Fuerzas Externas.

En este tipo de clasificación existen las fuerzas perturbadoras y fuerzas restauradoras. Entre las fuerzas perturbadoras tenemos:

- Olas generadas por el viento o por agentes atmosféricos, en el primer caso son las que brindan mayor cantidad de energía en cortos periodos de tiempo que va desde segundos

a minutos. En caso de los agentes atmosféricos podemos señalar las tormentas, los cambios de presión atmosférica en las que repercuten en el agitación del mar.

Imagen N° 95 Convección del aire y generación de las olas.



Fuente. FEDORA.

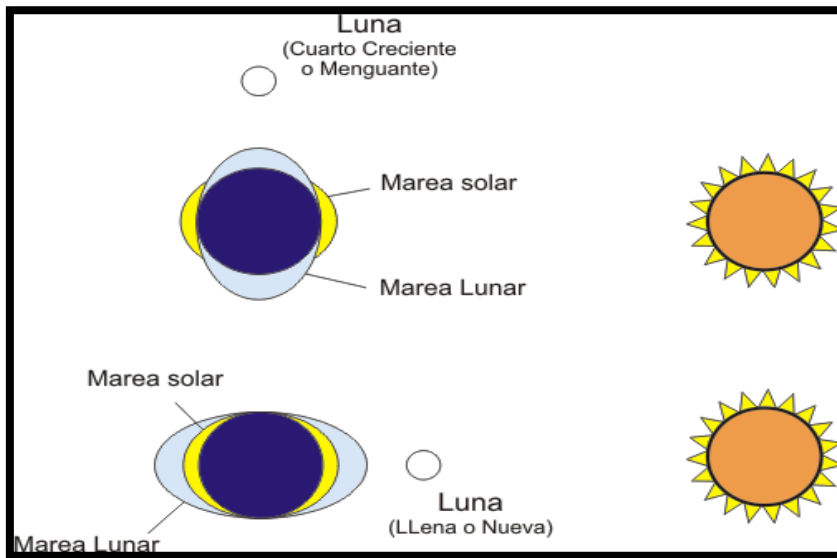
Imagen N° 96 Vientos huracanados agitando la playa.



Fuente. Hurricane Solution

- Olas generadas por atracción de los astros, las fuerzas de atracción que producen la Luna y el Sol provocan en el mar ondas que comúnmente los llamamos como mareas y estas suelen durar entre 12 a 24 horas.

Imagen N° 97 Efectos del Sol y la Luna sobre el mar.



Fuente. Textos Científicos.

Imagen N° 98 Marea alta en la ciudad de Gijón, España



Fuente. Pueblos de España.

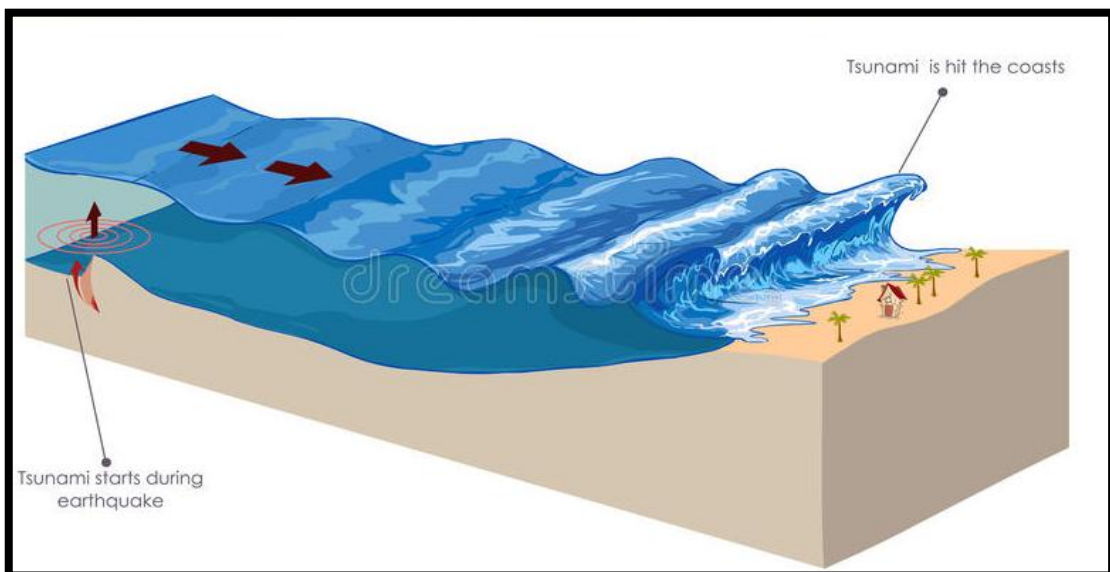
Imagen N° 99 Marea baja en la ciudad de Gijón, España



Fuente. Pueblos de España.

- Ondas generadas por sismos, son ondas de periodo largo y progresivas generada por una abrupta liberación de energía causada por un sismo de gran intensidad, tienden a propagarse hacia la costa desde su origen destruyendo todo a su paso.

Imagen N° 100 Tsunami causado por un sismo marino.

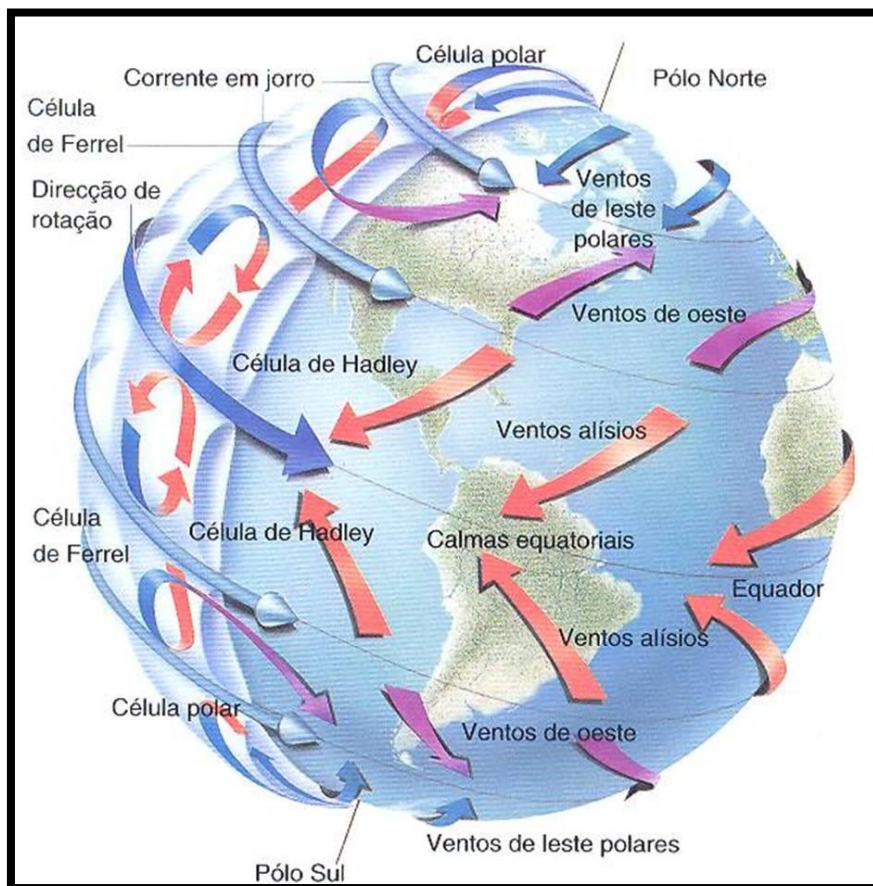


Fuente. Dreamstime.

Entre las fuerzas restauradoras tenemos:

- Fuerza de Coriolis. Únicamente tiene una afección significativa para las ondas de periodos mayores a 5 minutos, como pueden ser las ondas de marea.

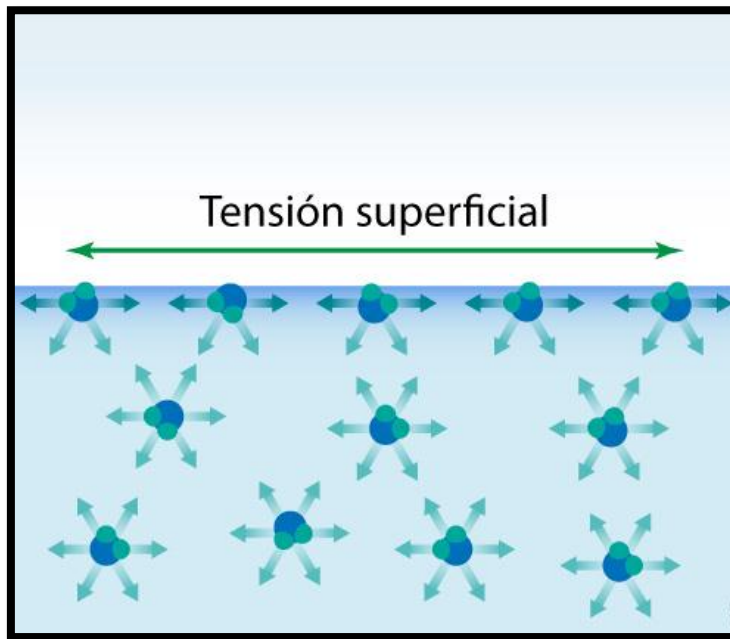
Imagen N° 101 Fuerza de Coriolis a nivel global.



Fuente. Info Huracanes

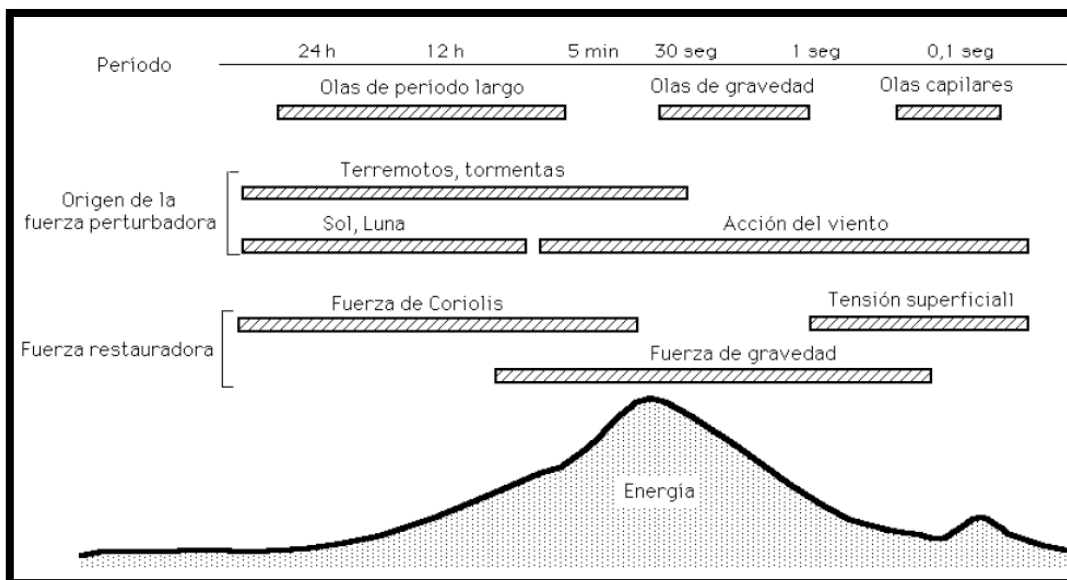
- Fuerza de gravedad, es la fuerza restauradora que actúa en las olas que contienen la mayor parte de la energía. Actúa verticalmente y afecta a periodos del orden de segundos a minutos.
- Tensión superficial. Predomina en las ondas de longitud y periodos cortos, las primeras en formarse cuando empieza a soplar el viento. En este rango de periodos, la tensión superficial se opone principalmente a la fuerza del viento.

Imagen N° 102 Moléculas internas y externas.



Fuente. Ilustración Medica.

Imagen N° 103 Tipos de olas según la fuerza perturbadora, restauradora y su periodo, incluyendo la curva de energía asociada para cada caso.



Fuente. Fernández Diez.

R. González, M. Ortiz Figueroa y M. Montoya Rodríguez, “Tsunami. Un Problema Matemáticamente Interesante”, *Revista de Matemática: Teoría y Aplicaciones*, México, 2011 [47].

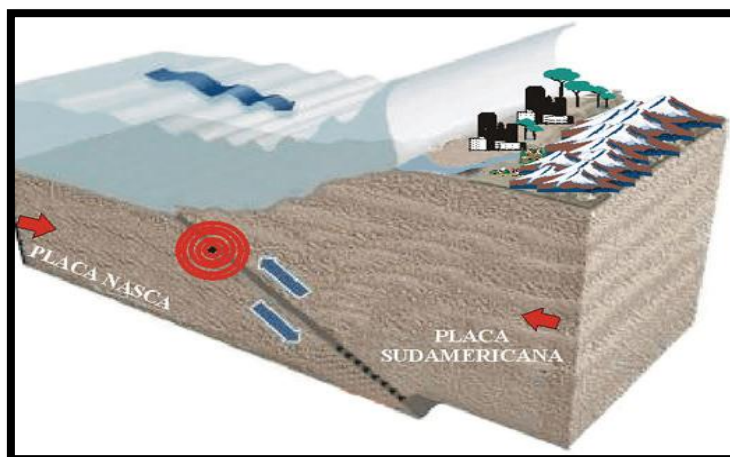
En este trabajo de investigación R. González *et al*, definen que, “un tsunami es una serie de ondas de periodo largo (típicamente entre 10 y 60 minutos) generadas en el océano por una perturbación rápida a gran escala, las cuales se mueven a gran velocidad (alrededor de 700 km/h), con longitudes de onda muy extensas. En mar abierto, un tsunami es escasamente perceptible; sólo cuando se aproxima a tierra firme es cuando se convierte en una amenaza. Cuando un tsunami alcanza aguas poco profundas, las olas sufren desaceleración y se contraen causando un incremento en la altura, conservando casi intacta toda su energía. Al ocurrir un tsunami, en el mejor de los casos este llega a la costa sólo como una ligera agitación de la marea normal, pero algunas veces su potencia es de tal magnitud que implica un aumento considerable en el nivel del mar causando grandes inundaciones, cuyas consecuencias dependen de las características del lugar de impacto.”

E. Ortega, C. Jiménez y N. Moggiano, “Tsunamis”, 3ra Edición, Callao – Perú, Dirección de Hidrografía y Navegación, 2012 [4].

Esta publicación se basa en el origen sismológico e historia de los tsunamis a nivel nacional y mundial. E. Ortega indica que, los tsunamis se pueden originar por distintas fuentes causadas en el océano como:

- Sismos con epicentro en el mar.

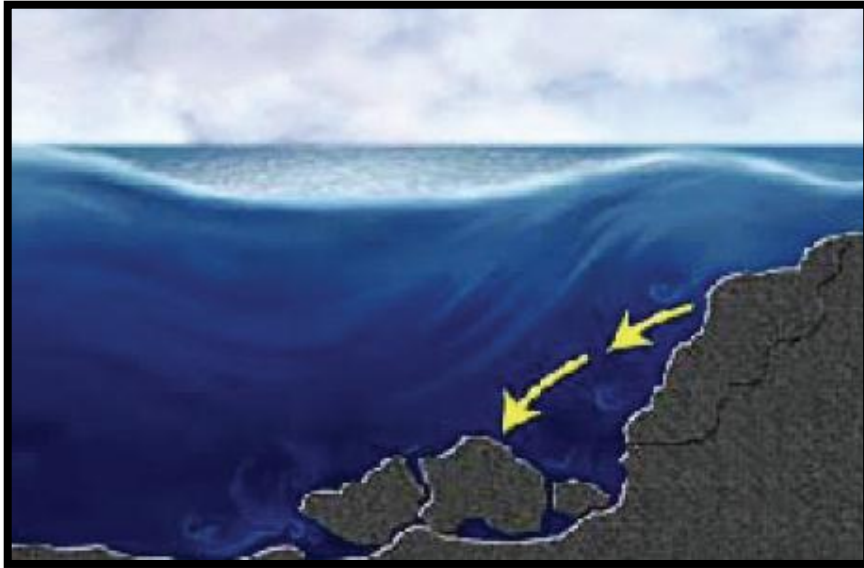
Imagen N° 104 Sismos con epicentros en el mar.



Fuente. Ortega, Jiménez y Moggiano (2012).

- Deslizamiento submarino.

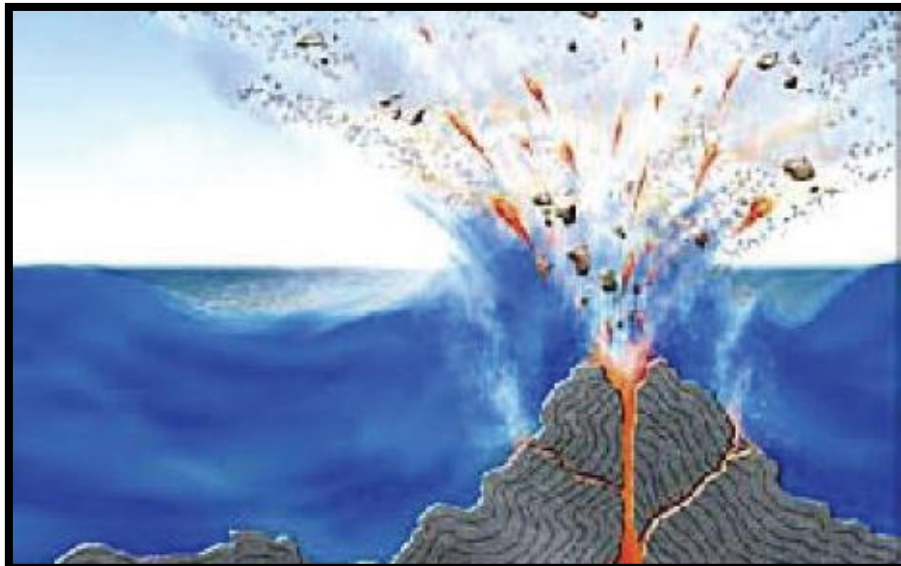
Imagen N° 105 Deslizamiento submarino en el lecho marino.



Fuente. Ortega, Jiménez y Moggiano (2012).

- Explosión volcánica submarina.

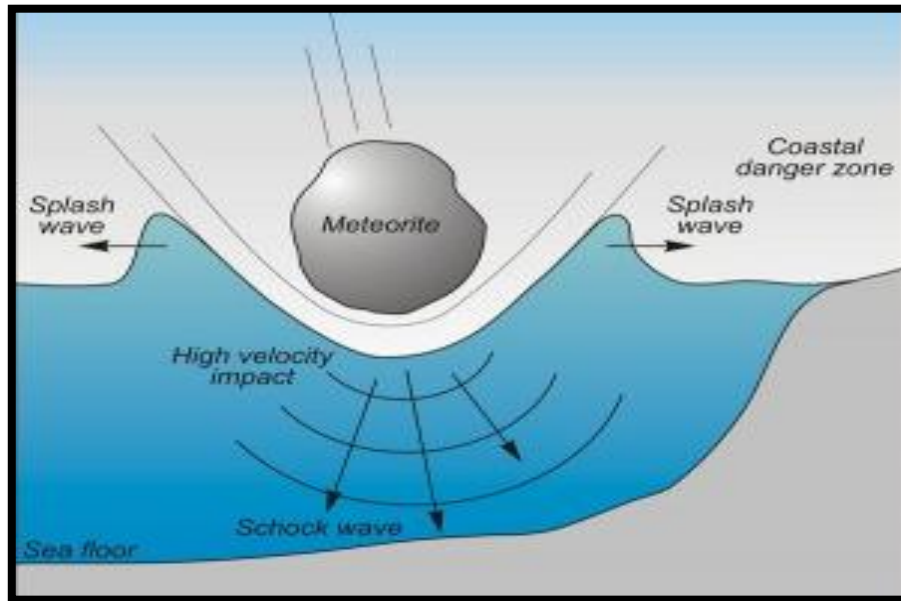
Imagen N° 106 Explosión volcánica en el lecho marino.



Fuente. Ortega, Jiménez y Moggiano (2012).

- Caída de un asteroide en el océano

Imagen N° 107 Impacto por un asteroide en el océano.



Fuente. SPACEMIKA.

Etapas del tsunami

La dinámica de un tsunami generado por desplazamientos tectónicos, presenta tres etapas:

- Fase de generación

Un tsunami se inicia con un sismo de gran magnitud (superior a 7 Mw) que genere una deformación vertical en el fondo marino. Esto producirá un empuje hacia arriba, moviendo grandes volúmenes de agua hacia la superficie. En el modelamiento del tsunami la condición inicial para la etapa de generación es la determinación del área de ruptura que está en función de la magnitud del sismo y la profundidad a la que se aplica.

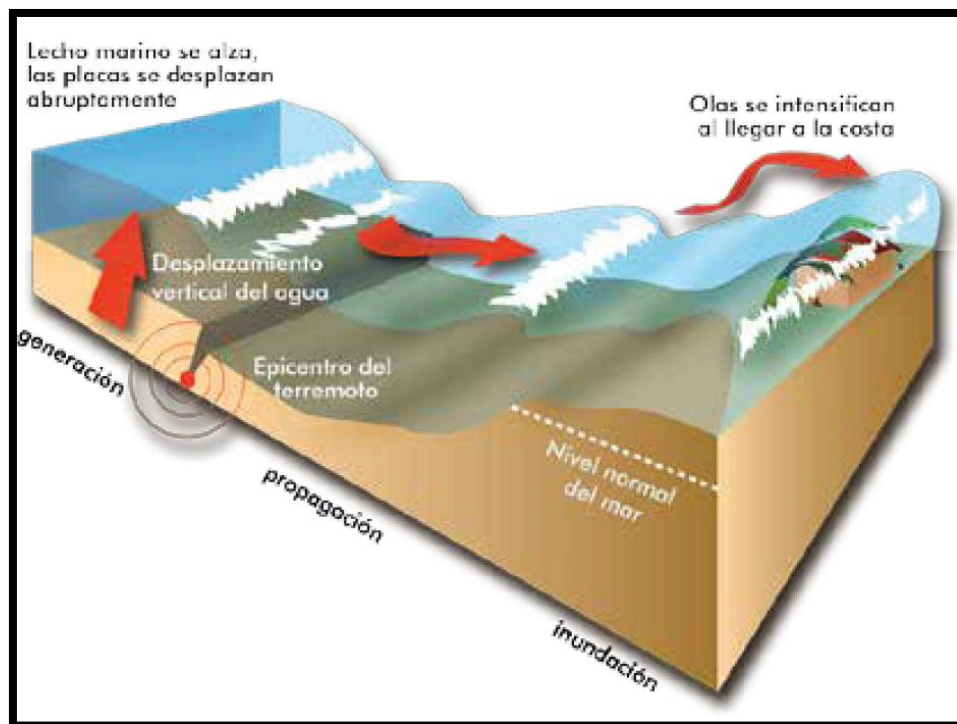
- Fase de propagación

Cuando las masas de agua llegan a la superficie se propagarán en todas las direcciones formando varias ondas, donde la velocidad de estas ondas es proporcional a la raíz cuadrada de la profundidad del océano por la que se propaga. A medida que las ondas se van acercando a la costa van ganando altura, pero disminuyendo su velocidad.

- Fase de inundación

En esta fase las olas del tsunami llegan a la costa con velocidades muy reducidas a comparación con las que se originaron. La altura que alcanza un tsunami en la costa depende de varios factores como: la batimetría del lugar, la topografía, si hay obstáculos en su recorrido, los distintos fenómenos del oleaje como la refracción, reflexión, etc. Dependiendo de estos factores el tsunami puede ser muy destructivo o un evento con poco peligro.

Imagen N° 108 Fases del tsunami.



Fuente. Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina de Guerra del Perú.

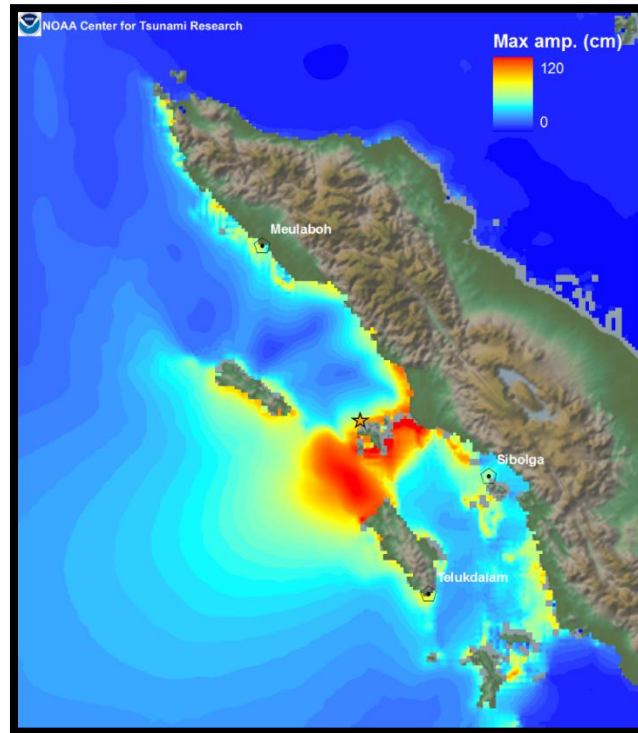
Tipos de tsunami

Existen dos tipos de tsunamis que dependen del tiempo de arribo de las olas y de la distancia del epicentro con respecto a la costa.

- Tsunami de origen lejano o transoceánico: se generan a distancias mayores a 1000 km, pueden generar destrucción al llegar a las costas y la primera ola del tsunami tarda en llegar a las costas entre 5 a 24 horas producido el sismo.

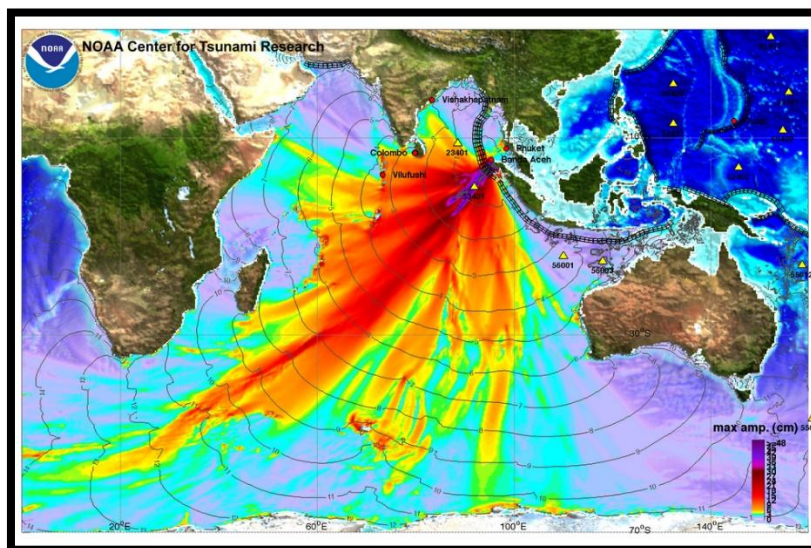
- Tsunami de origen cercano: se generadas en zonas cercanas a las costas, son destructivas cuando llegan a la costa debido a que las olas del tsunami pueden llegar en menos de 30 minutos, dependiendo de varios factores.

Imagen N° 109 Tsunami de campo cercano.



Fuente. National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA).

Imagen N° 110 Tsunami de campo lejano.



Fuente. National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA).

C. Jiménez, “El Maremoto Notable de 1746”, Tesis de Grado, Universidad Nacional Mayor de San Marcos, Callao 2015 [61].

En la presente tesis de grado se aplica la simulación numérica del tsunami basados en el sismo equivalente a 9.0 Mw ocurrido en el Callao el 28 de octubre de 1746.

Se aplicaron fórmulas empíricas, leyes básicas de la física y de la hidráulica para determinar parámetros básicos necesarios para el desarrollo de la simulación en el modelo TUNAMI N-2, entre las fórmulas empíricas y leyes de la física tenemos:

Leves de escalamiento y geometría de ruptura

Existen distintas ecuaciones empíricas que determinan la relación entre la magnitud del sismo (M_w) y el área de ruptura que produciría en el fondo marino. Entre estas ecuaciones tenemos:

- Tetahata (1998):

$$\begin{aligned}\log(L) &= 0.5M_w - 1.9 && \text{(L en km)} \\ W &= L/2 && \text{(W en km)} \\ \log(U) &= 0.5M_w - 1.4 && \text{(U en cm)}\end{aligned}$$

- Utsu et al. (2001):

$$\begin{aligned}\log(L) &= 0.5M_w - 1.8 && \text{(L en km)} \\ W &= L/2 && \text{(W en km)} \\ \log(U) &= 0.5M_w - 1.3 && \text{(U en cm)}\end{aligned}$$

- Okal (2005):

$$\begin{aligned}L &= M_0^{1/3} / (1.935 \times 10^7) && \text{(L en km)} \\ W &= M_0^{1/3} / (3.87 \times 10^7) && \text{(W en km)} \\ U &= M_0^{1/3} / (6.68 \times 10^8) && \text{(U en m)}\end{aligned}$$

- Papazachos et al. (2004):

$$\begin{aligned}\log(L) &= 0.55M_w - 2.19 && \text{(L en km)} \\ \log(W) &= 0.31M_w - 0.63 && \text{(U en m)}\end{aligned}$$

- Según Aki (1996), el momento sísmico está en relación con:

$$M_0 = \mu LMU$$

Donde:

μ = Módulo de rigidez promedio del área de ruptura

U = Dislocación de la fuente

Talandier (1993) brinda una relación entre la magnitud del sismo y el tipo de tsunami que se podría originar. De modo que los sismos son o están por encima de 7.2 Mw son potencialmente tsunamigénicos.

Tabla N° 05 Clasificación de los tsunamis según el momento sísmico (Talandier, 1993)

Rango de valores M_0	Tipo de Tsunami
$M_0 < 10^{20}$ N.m	No se genera tsunami
$10^{20} < M_0 < 10^{21}$ N.m	Probable tsunami pequeño y local
$10^{21} < M_0 < 5 \times 10^{21}$ N.m	Tsunami pequeño
$5 \times 10^{21} < M_0 < 2 \times 10^{22}$ N.m	Potencialmente destructivo
$M_0 > 2 \times 10^{22}$ N.m	Grande y destructivo

Fuente. Cesar Jiménez.

Energía del sismo y del tsunami

- Cálculo de la energía sísmica

Dentro del proceso geodinámico de la Tierra, los casquetes tectónicos están sometidos a un lento desplazamiento y/o rotación. En general, a mayor tiempo de acumulación de energía, mayor será el tamaño del potencial terremoto. La energía liberada por un sismo consta de 2 componentes: la que se transmite en forma de ondas elásticas y la que se transforma en calor, debido al rozamiento entre las placas, es absorbida y se disipa en la región de ruptura. Sólo la energía liberada en forma de ondas elásticas es registrada por los instrumentos sísmicos, mientras que la energía en forma de calor se disipa a través de un proceso termodinámico irreversible.

La escala de magnitud local o Richter M_L , la escala de magnitud de ondas superficiales M_S y la escala de ondas de volumen m_b sufren saturación cuando la dimensión de la ruptura excede la longitud de onda de las ondas sísmicas usadas para la determinación de la magnitud. Esta saturación conduce a una estimación imprecisa de la energía liberada en los grandes sismos. Para evitar saturación se debe utilizar la escala de magnitud de momento M_W , la cual se relaciona con la energía E (Joules) a través de la ecuación (Kanamori, 1977):

$$\log(E) = 1.5M_W + 4.8$$

La escala de magnitud de momento de M_W no sufre saturación y es una escala de magnitud más adecuada para los sismos grandes. La forma de la ecuación de la energía del sismo fue deducida inicialmente para la escala de ondas superficiales M_S , sin embargo, sigue siendo válida aún para grandes sismos cuantificados en la escala de magnitud de momento M_W .

i. Cálculo de la energía del tsunami

Suponiendo que se crea una deformación en la superficie del mar sobre la sección deformada del lecho marino, inicialmente la energía del tsunami es netamente una energía potencial gravitatoria dada por la siguiente relación (Okal, 2009)

$$E = \frac{1}{2} \rho g L W (\Delta h)^2$$

Donde:

ρ es la densidad del agua, g la aceleración de la gravedad,

L y W las dimensiones de la geometría de ruptura,

Δh es (por simplicidad) la máxima altura de la deformación en la superficie del mar.

A partir de los modelos de deformación cosísmica inicial es posible calcular la energía del maremoto para el modelo homogéneo y el múltiple o compuesto.

Dinámica de Tsunamis

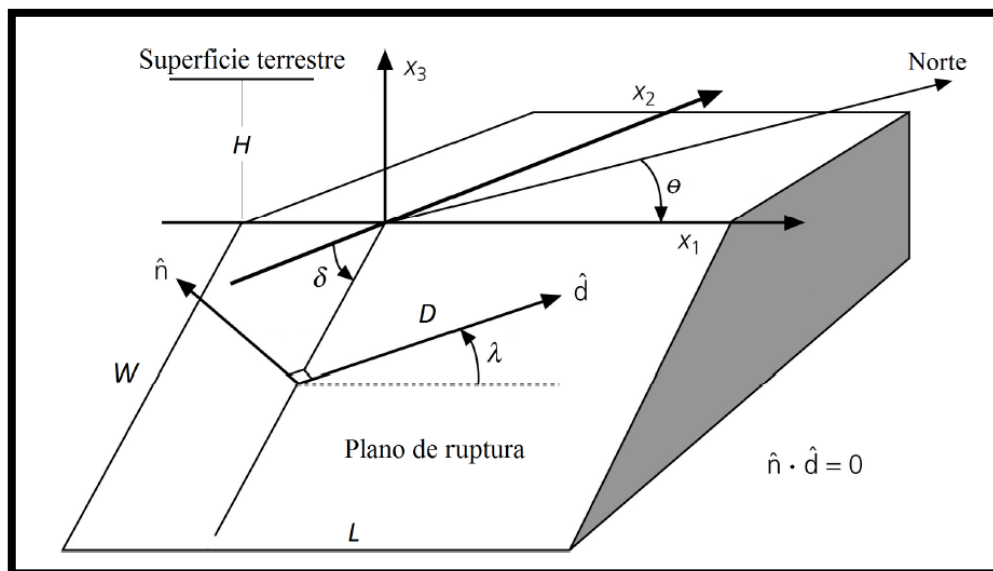
La dinámica de tsunamis es el estudio de las leyes que gobiernan estos eventos y abarcan los procesos o etapas de la generación, propagación e inundación.

i. Proceso de generación

- Deformación del fondo marino

En el modelamiento numérico del tsunami en la zona de Pimentel se aplicó la fórmula de Okada (1992) ya que hace referencia a otras expresiones como las de Maninsha and Smylie (1971) o como la de Yang and Davis (1986) presentan problemas numéricos o inestabilidades computacionales para algunas condiciones especiales. La fórmula de Okada es aplicada para la determinación de campos de desplazamiento y deformación del fondo marino, así como también de la superficie del agua, que son causadas por la cizalla inclinada y fallas de tracción de un medio lineal para fuentes rectangulares, finitas y homogéneas por eventos sísmicos o volcánicos [50]. Los parámetros de la fuente sísmica necesarios para calcular la deformación del fondo marino se pueden observar en la siguiente imagen:

Imagen N° 111 Parámetros de la geometría de la fuente sísmica.



Fuente. Cesar Jiménez.

Donde:

L: longitud de falla.

W: ancho de la falla.

- D: distancia de dislocación o slip.
- Θ : ángulo azimutal.
- Δ : ángulo de buzamiento.
- A : ángulo de deslizamiento.

- **Generación de tsunamis causadas por el desplazamiento horizontal**

La generación de tsunamis originadas por sismos generalmente se modela por el efecto del desplazamiento vertical del fondo marino y se dejan de lado el efecto del desplazamiento horizontal. Sin embargo, cuando la fuente del tsunami está ubicada en un fondo marino con pendiente pronunciada, éste genera desplazamiento horizontal considerable con relación al desplazamiento vertical, haciéndole que el efecto sea significativo [51].

El desplazamiento vertical μ_h de la columna de agua debido al movimiento horizontal de la pendiente del fondo marino se calcula por:

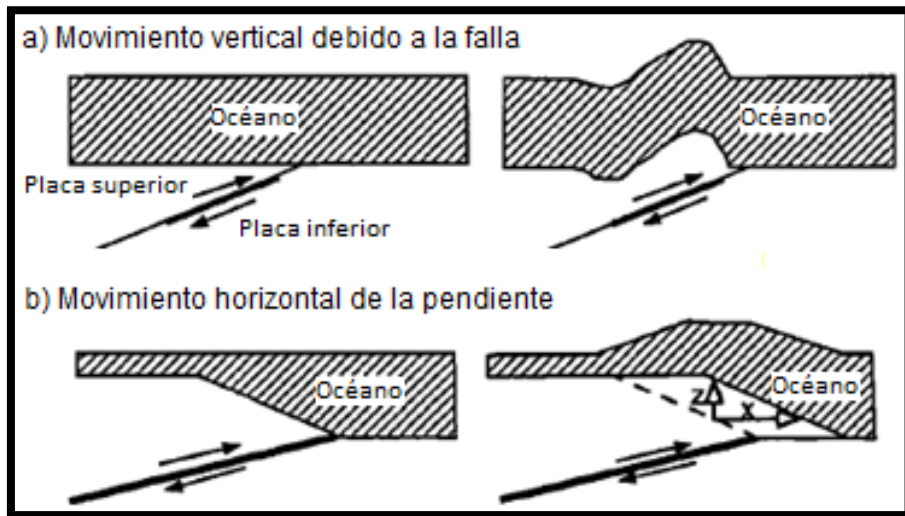
$$\mu_h = \mu_x \frac{\partial Z(x,y)}{\partial x} + \mu_y \frac{\partial Z(x,y)}{\partial y}$$

Donde:

- $Z(x,y)$: batimetría,
- μ_x, μ_y : componentes del desplazamiento horizontal debido a la ruptura y desplazamiento de la fuente.

En el caso del Perú este modelo se puede aplicar a los eventos sísmicos cercanos a la fosa marina.

Imagen N° 112 Modelo de deformación inicial de Tanioka-Satake (1996).



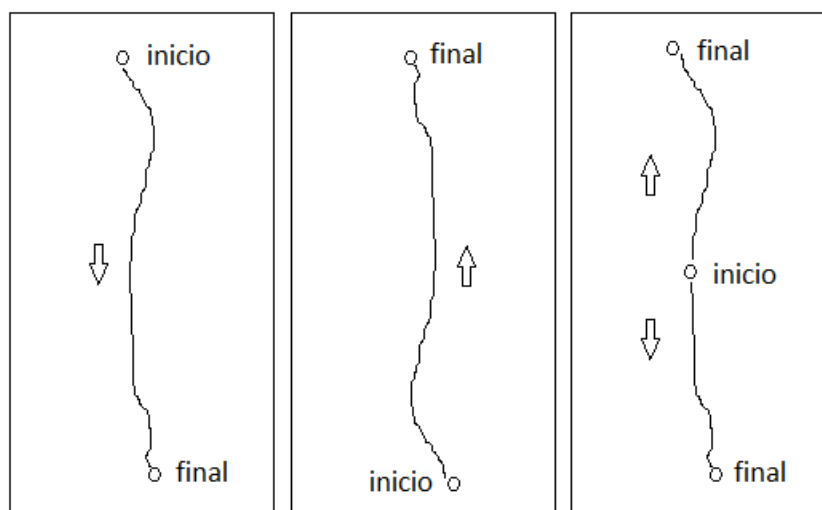
Fuente. Cesar Jiménez.

- Propagación secuencial de la deformación

Según Dutykh y Dias (1996) indica que, en las técnicas típicas para la generación de tsunamis, se descuida el desplazamiento dinámico del fondo marino causado por la fractura de una falla sísmica. Los resultados de sus cálculos numéricos muestran diferencias entre los dos enfoques y los efectos dinámicos podrían explicar las formas complicadas de los trenes de olas del tsunami [52].

En la etapa del modelamiento se deben tener en cuenta el modo, velocidad y directividad de la ruptura. En la mayoría de sismos, la velocidad de ruptura generalmente está en el rango de 3.00 a 3.50 km/seg. Estos parámetros determinan la duración total τ del proceso de ruptura. El tiempo de ruptura total será: $\tau=L/vr$ donde L es la longitud eficaz total de la ruptura [53].

Imagen N° 113 Modo de ruptura sísmica.



Fuente. Cesar Jiménez.

Para determinar si el efecto cinemático pueda o no ser considerado en los cálculos de propagación del tsunami, se debe considerar un parámetro que, según Suppasri et al. (2010), la siguiente fórmula debe ser menor a 40 para considerar los efectos cinemáticos.

$$K_d = \frac{vr}{c} = \frac{vr}{\sqrt{gh_{max}}} < 40$$

Donde:

vr : velocidad de ruptura.

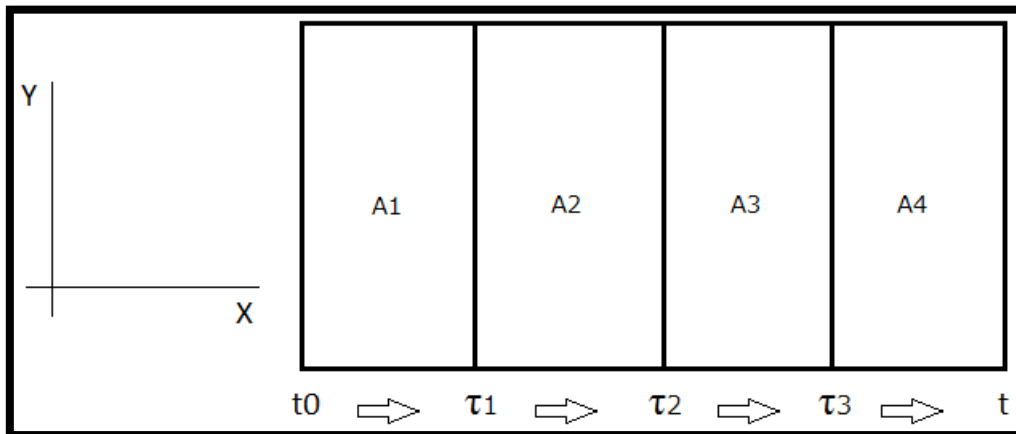
c : velocidad de propagación del tsunami en la región del área de ruptura.

De acuerdo a Oppenheim (1998) si se considera como una aproximación que el proceso en su conjunto sea representado por un sistema lineal invariante en el tiempo (es decir, se supone una función de transferencia lineal e independiente del tiempo), entonces es posible aplicar dos propiedades de este tipo de sistemas. Si $u(t)$ representa una variable de entrada y $\eta(t)$ representa un parámetro de salida:

i. Superposición: $u_1(t) + u_2(t) \rightarrow \eta_1(t) + \eta_2(t)$

ii. Invariancia en el tiempo: $u(t - \tau) \rightarrow \eta(t - \tau)$

Imagen N° 114 Modelo cinemático simple. La flecha indica la dirección de propagación de la ruptura.



Fuente. Cesar Jiménez.

Un modelo cinemático simple consiste en dividir el área de ruptura total en varios segmentos de carácter homogéneo.

La ruptura inicial se genera, por ejemplo, en el segmento A1 y se propaga hacia la derecha (esto representa la directividad) a una velocidad v_r . Los parámetros: τ_i ($i = 1, 2, 3, 4$) representan la duración de proceso de ruptura para cada segmento y t_0 representa el tiempo inicial. Si $t_0 = 0$, el campo de deformación producido por el primer segmento estará representado por: $u_1(\vec{r}, t = \tau_1)$ que origina un campo de propagación representado por $n_1(\vec{r}, t)$, donde $\vec{r} = (x, y)$ representa al vector posición.

El segundo segmento: $u_2(\vec{r}, t = \tau_2) \rightarrow n_2(\vec{r}, t - \tau_2)$

El n-ésimo segmento: $u_n(\vec{r}, t = \tau_1 + \tau_2 + \dots + \tau_n) \rightarrow n_n(\vec{r}, t - (\tau_1 + \tau_2 + \dots + \tau_n))$

Luego, el campo de propagación total será la superposición de la propagación producida por el primer segmento más los subsiguientes pero retardados en el tiempo consecutivamente:

$$n(\vec{r}, t) = n_1(\vec{r}, t) + n_2(\vec{r}, t - \tau_1) + \dots + n_n(\vec{r}, t - (\tau_1 + \tau_2 + \dots + \tau_n))$$

ii. Proceso de propagación

El modelamiento numérico para el proceso de propagación está basada en las ecuaciones de la hidrodinámica, tales como:

- Ecuaciones de conservación de momentum lineal.
- Ecuaciones de conservación de la masa

iii. Proceso de inundación

En el proceso de inundación, las olas del tsunami llegan a la costa haciendo que éste tenga un comportamiento no lineal debido a factores del lugar como el rozamiento del agua y el terreno, obstaculizaciones donde se pudieran originar vórtices y remolinos, erosiones debido al refluo, entre otros.

La altura máxima de inundación es un parámetro macro que puede ser observado en el campo y calculado mediante un modelo simple, empleando la dinámica de una partícula. También se revisa el concepto de onda solitaria o solitón para el cálculo de la altura máxima de inundación. Sin embargo, el modelo numérico de inundación: TUNAMI-N2 utiliza la teoría no-lineal en coordenadas cartesianas para la grilla de inundación (más pequeña y de mayor resolución) de un sistema de grillas anidadas. El modelo numérico utiliza una condición de frontera móvil. Es importante observar que el modelo numérico no considera los efectos de la marea (fenómeno astronómico) ni de los oleajes anómalos (fenómeno debido a condiciones atmosféricas).

- Cálculo de la altura máxima de inundación

La altura de inundación es medida desde que el tsunami ingresa tierra adentro. Para el modelamiento numérico del tsunami en la etapa de inundación se empleó las ecuaciones de conservación de la energía y las leyes de la dinámica de una partícula. Esta aproximación es aplicable a una región geográfica con topografía homogénea, se supone una superficie plana con pendiente uniforme. Este modelo no considera forzantes como el viento ni tampoco el efecto de la marea. Aplicando el Teorema del Trabajo y la Energía a la partícula, tenemos:

$$mgH + \frac{1}{2}mv^2 = mgR + f_r d$$

Donde

- m: masa de la partícula
- H; amplitud de la columna de agua
- R: altura máxima de inundación

- g : aceleración de la gravedad
- d : máxima distancia de inundación
- v : velocidad del tsunami

La fuerza de rozamiento es:

$$f_r d = \mu' N = \mu' (mg \cos \alpha)$$

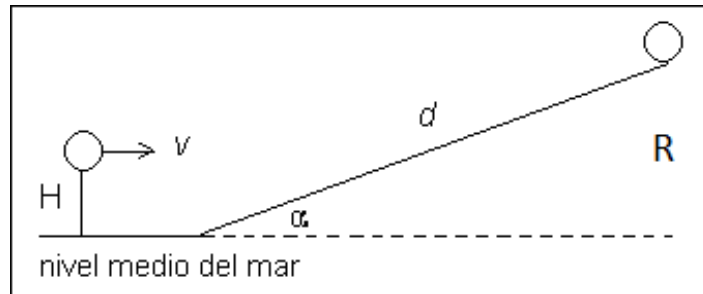
Donde:

- μ' : coeficiente de rozamiento
- α : ángulo de inclinación de la pendiente

Luego:

$$mgH + \frac{1}{2}mv^2 = mgR + \mu'(mg \cos \alpha)d$$

Imagen N° 115 Esquema del modelo dinámico de una partícula.



Fuente. Cesar Jiménez.

De donde:

$$R = H + \frac{v^2}{2g} - \mu' d (\cos \alpha)$$

En la imagen:

$$\text{sen} \alpha = \frac{R}{d}; \quad \text{entonces:} \quad d = \frac{R}{\text{sen} \alpha}$$

Reemplazando:

$$R = \frac{\left(\frac{v^2}{2g}\right) + H}{1 + \mu' \operatorname{ctg} \alpha}$$

Según Linsey and Fransini (1979), el coeficiente de rozamiento μ' y el coeficiente de rugosidad de Manning “n” para fluidos, están relacionados mediante la fórmula:

$$n = \sqrt{\frac{\mu' H^{1/3}}{2g}} \quad \text{de donde:} \quad \mu' = \frac{2gn^2}{H^{1/3}}$$

Finalmente:

$$R = \frac{\left(\frac{v^2}{2g}\right) + H}{1 + \frac{2gn^2}{H^{1/3}} \operatorname{ctg} \alpha}$$

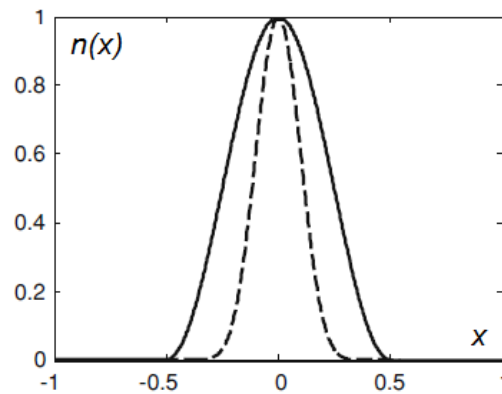
- Cálculo de la altura máxima de inundación de una onda solitaria

Aunque el modelo numérico TUNAMI no utiliza el presente algoritmo, es instructivo entender la física de una onda solitaria y como se obtiene la correspondiente altura máxima de una inundación. Según Didenkulova et al. (2007), está basada en:

$$n(x) = \operatorname{sech}^n(4x)$$

Donde x es la coordenada de posición. Según Synolakis (1987), para la ecuación de Korteweg de Vries, la solución corresponde a n=2, la cual se utiliza en el estudio de la dinámica de ondas en aguas someras.

Imagen N° 116 Familia de ondas solitarias o solitones.



Fuente. Cesar Jiménez

La altura máxima de inundación de un solitón sobre una playa de inclinación constante ha sido ampliamente estudiada. La fórmula de Synolakis puede escribirse como:

$$\frac{R}{H} = 2.8312 \sqrt{\frac{L}{h} \left(\frac{H}{h}\right)^{1/4}}$$

Donde R es la altura máxima de inundación, h es la profundidad de la batimetría, h es la altura de la onda solitaria y L está relacionado con la ubicación de la onda solitaria. Según Didenkulova, para calcular la altura máxima de inundación, primero se debe calcular la longitud de onda del solitón λ_m (que representa el ancho promedio del solitón). Una expresión analítica para un solitón en una batimetría de profundidad constante es:

$$n(x) = H \operatorname{sech}^2 \left[\sqrt{\frac{3H}{4h}} \frac{x}{h} \right]$$

La longitud de onda del solitón λ_m se calcula en forma explícita mediante la ecuación:

$$\lambda_m = \frac{\int_0^L n(x) dx}{H} = 4h \sqrt{\frac{3H}{4h}}$$

Donde L representa el ancho de la base del solitón. Despejando H/h de esta fórmula y sustituyendo el resultado en el lado derecho de la ecuación, se obtiene:

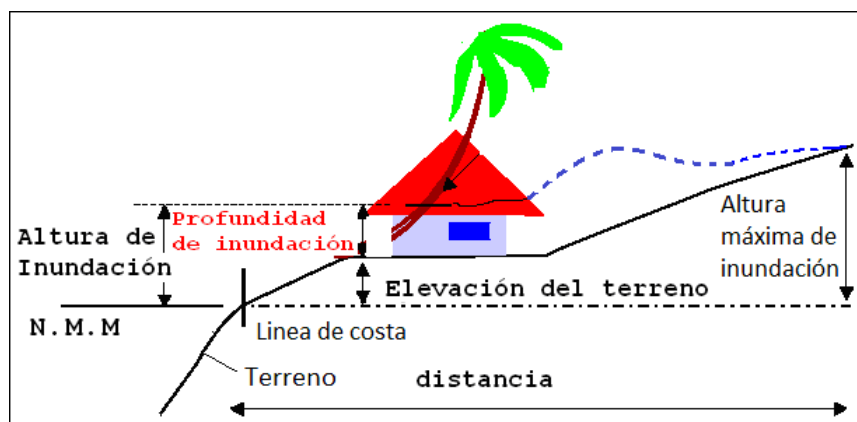
$$\frac{R}{H} = \frac{2.8312x2}{\sqrt[4]{3}} \sqrt{\frac{L}{\lambda_m}} = 4.302 \sqrt{\frac{L}{\lambda_m}}$$

La teoría de la onda solitaria en una playa con pendiente uniforme, conduce a una relación no lineal entre la altura máxima de inundación y la amplitud de la onda solitaria. Esto es consistente con una teoría general de ondas solitarias sobre una playa y representa un caso especial (Didenkulova et al., 2007).

- Cálculo de la altura máxima de inundación

El modelo numérico lineal TUNAMI – F1 no considera el cálculo de la inundación debido a que la teoría lineal no se aplica a una región de aguas someras que incluye la topografía o el terreno seco, en este caso la condición de frontera es una pared vertical. Sin embargo, el modelo numérico no lineal TUNAMI – N2 si considera el cálculo de la inundación; en este caso el problema puede resolverse considerando un modelo de fronteras móviles.

Imagen N° 117 Nomenclatura de los parámetros de inundación del tsunami.



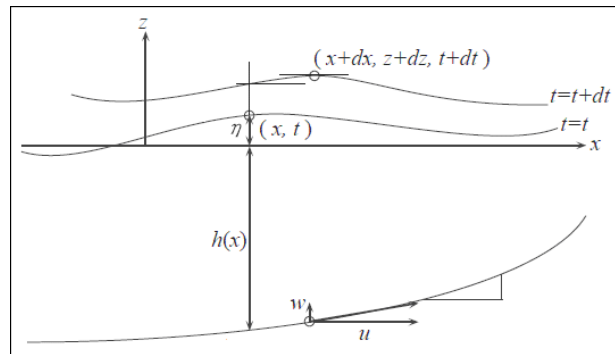
Fuente. Imamura et al.

Durante el proceso de simulación numérica y debido a que el área de trabajo o grilla computacional ha sido discretizada, se debe satisfacer las siguientes condiciones para que una determinada región de costa (celda) se inunde:

$$D = \begin{cases} h(x) + n(x, t) > 0 & \text{celda sumergida} \\ h(x) + n(x, t) \leq 0 & \text{celda seca} \end{cases}$$

Donde $h(x)$ representa la profundidad de la batimetría y $n(x,t)$ representa la amplitud de la perturbación, con respecto al nivel medio del mar, en la posición x y tiempo t . Si la altura total de la columna de agua (batimetría más amplitud de la perturbación) en una celda es mayor que cero, entonces dicha celda quedará sumergida, de lo contrario permanecerá seca.

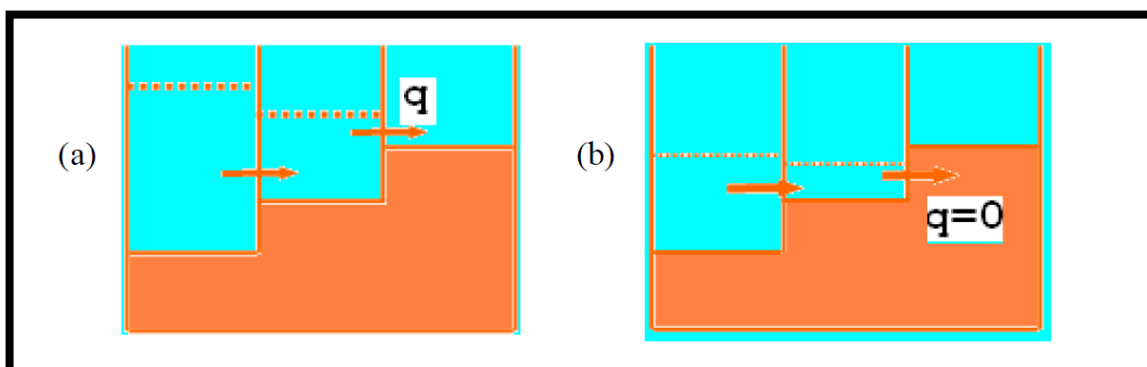
Imagen N° 118 Sistema de coordenadas y parámetros utilizados en el cálculo de la inundación.



Fuente. Cesar Jiménez.

En la imagen N° 119 se muestran dos celdas separadas por un borde, en las cuales el frente de onda es localizado entre la celda sumergida y la seca. La descarga “q” a través del límite entre las dos celdas se lleva a cabo si el nivel fundamental en la celda seca es más bajo que el nivel de agua en la celda sumergida (imagen a). en otros casos, la descarga “q” es considerada cero (imagen b).

Imagen N° 119 Modelo de inundación de frontera móvil.

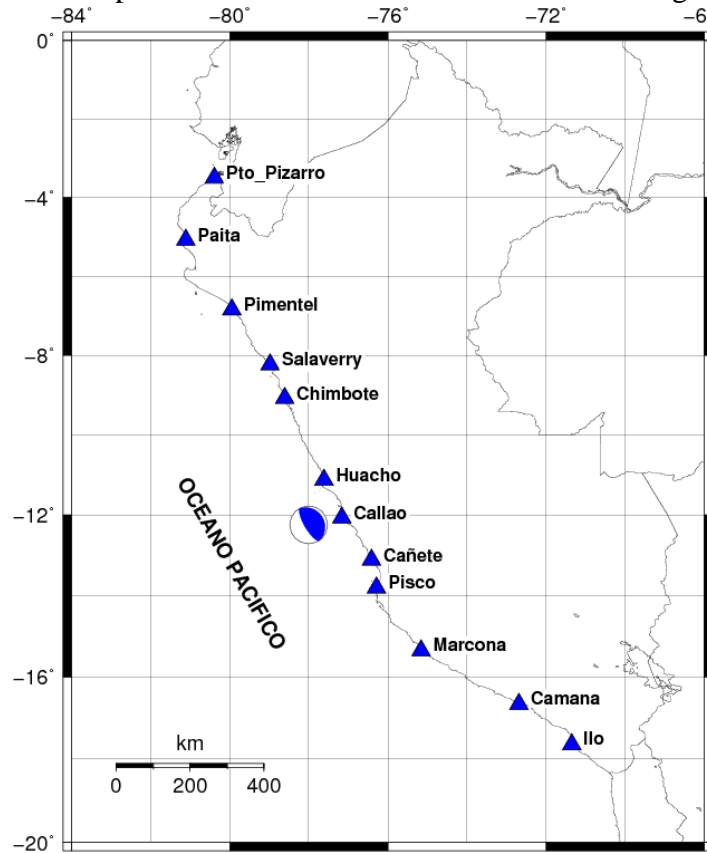


Fuente. Cesar Jiménez.

Entre los resultados de la simulación numérica del tsunami, se obtuvieron los siguientes resultados.

- **Resultados del Proceso de Modelamiento.**

Imagen N° 120 Mapa del Perú en donde se ubicaron los mareógrafos virtuales.



Fuente. César Jiménez.

- **Máxima amplitud de la ola y tiempo de arribo en la costa peruana.**

Localidad	Fuente Estática		Fuente Cinemática	
	Ta (min)	H _{max} (m)	Ta (min)	H _{max} (m)
Pto. Pizarro	132	0.65	131	0.75
Paita	70	1.82	70	1.48
Pimentel	99	5.96	99	5.80
Salaverry	83	8.78	84	8.21
Chimbote	49	9.11	49	8.85
Huacho	23	10.98	26	10.72
Callao	23	17.88	28	20.35
Cañete	24	11.60	32	11.62
Pisco	23	6.69	31	7.23
Marcona	34	4.05	41	5.65
Camaná	67	1.68	75	2.21
Ilo	73	0.93	81	1.06

- **Máxima amplitud de la ola y tiempo de arribo en la costa de Lima y Callao.**

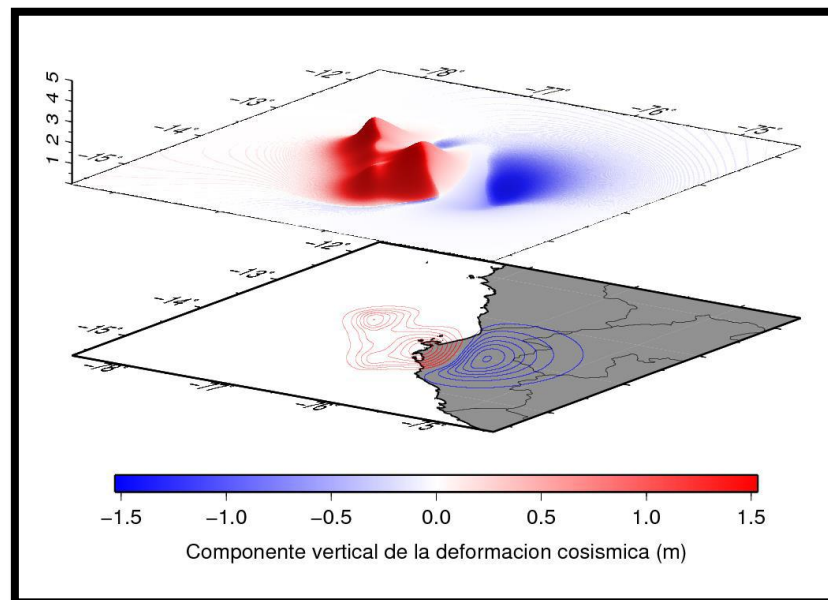
Localidad	M \approx 9.0 Mw	
	Ta (min)	H _{max} (m)
Ancón	25	15
Ventanilla	24	14
Callao Puerto	23	10
Villa	18	14
Lurín	20	15
Pucusana	18	13

N. Moggiano, “Modelado Numérico del Maremoto de Pisco 2007”, Tesis de Grado, Universidad Nacional Mayor de San Marcos, Lima 2013 [62].

La tesis de grado realiza la simulación del tsunami con el programa TUNAMI N-2 aplicados en Pisco. La simulación se realizó en base a un sismo ocurrido el 15 de agosto de 2007 en Camaná con una magnitud de 8.0 Mw y posteriormente fue validado con lo que ocurrió en la realidad.

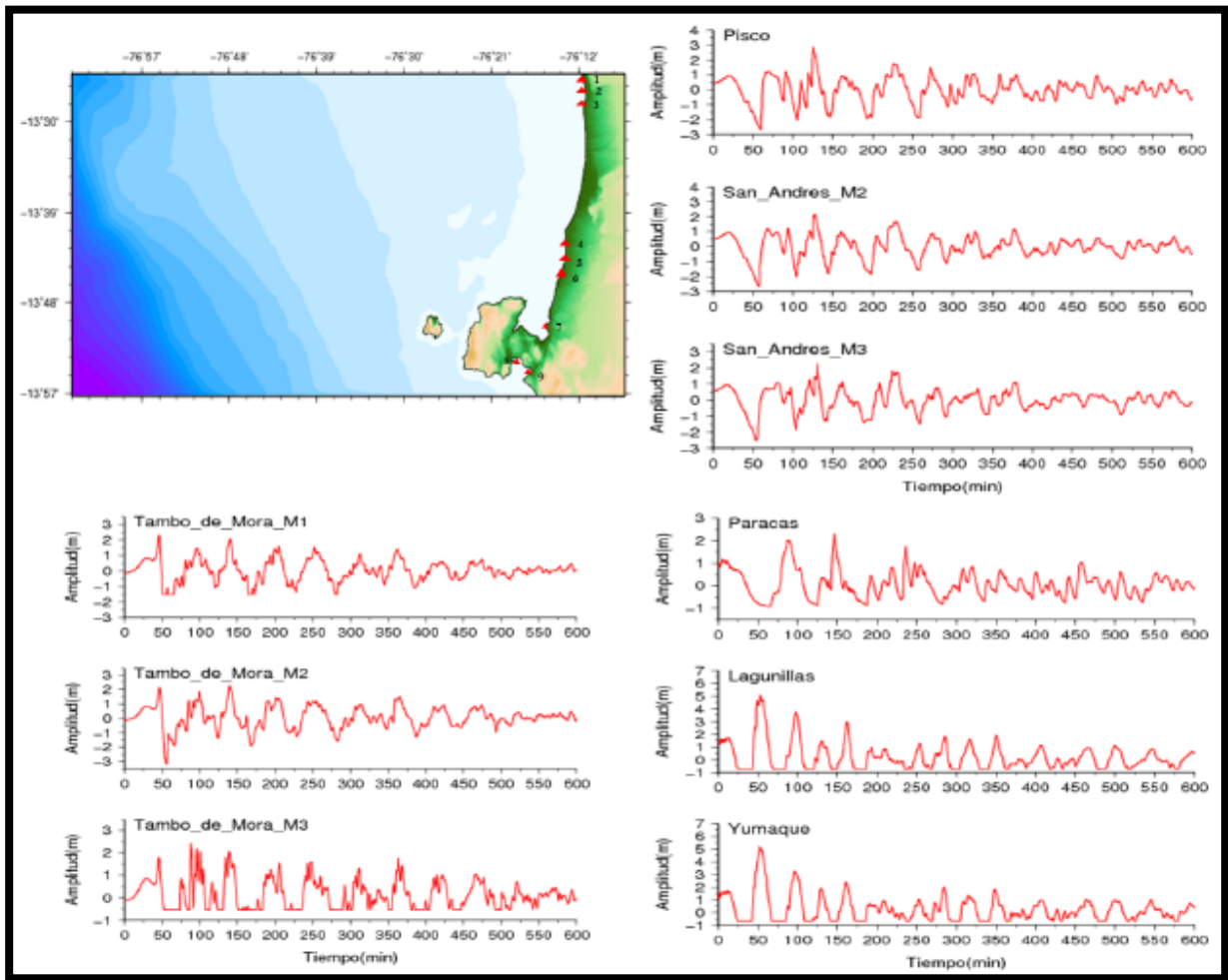
- **Resultados del Proceso de Modelamiento.**

Imagen N° 121 Vista de la deformación del fondo marino en la zona de Pisco en el año 2007.



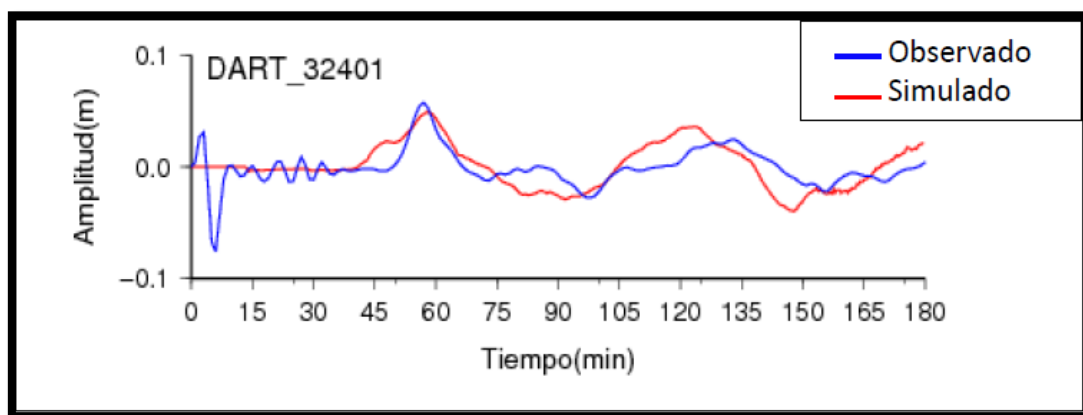
Fuente. Nabil Moggiano

Imagen N° 122 Ubicación de los mareogramas sintéticos y altura de las olas a causa del tsunami en Pisco en el año 2007.



Fuente. Nabil Moggiano

Imagen N° 123 Diferencia de amplitudes entre el tsunami real y el tsunami simulado.



Fuente. Nabil Moggiano.

La obtención de los datos del tsunami real fue obtenida del registro de la boya DART N° 32401 que fue comparada con la simulación del tsunami en Pisco en el modelo TUNAMI N-2.

Tabla N° 06 Diferencia de distancia inundada entre el tsunami modelado y el tsunami real.

Latitud (°)	Longitud (°)	Dist. inundada (m) DHN (2007)	Dist. inundada (m) Modelado numérico	Error (%)
-13,4480	-76,1883	484	290	40,0
-13,4611	-76,1861	171	173	1,2
-13,4691	-76,1902	103	101	1,6
-13,6975	-76,2203	759	758	0,1
-13,7100	-76,2183	317	318	2,6
-13,7177	-76,2222	309	310	1,6
-13,7272	-76,2230	120	126	5,3
-13,7361	-76,2258	156	150	3,8
-13,7452	-76,2283	141	140	0,7
-13,8325	-76,2486	90,4	96	6,2
-13,8369	-76,2575	354	475	34,0
-13,8455	-76,5330	191	218	14,0
-13,8927	-76,3138	2000	1963	1,8
-13,8858	-76,3227	360	375	3,32
-13,8919	-76,3119	174	150	13,5
-13,9080	-76,2843	70	60	14,3
-13,9195	-76,2821	150	200	33,0

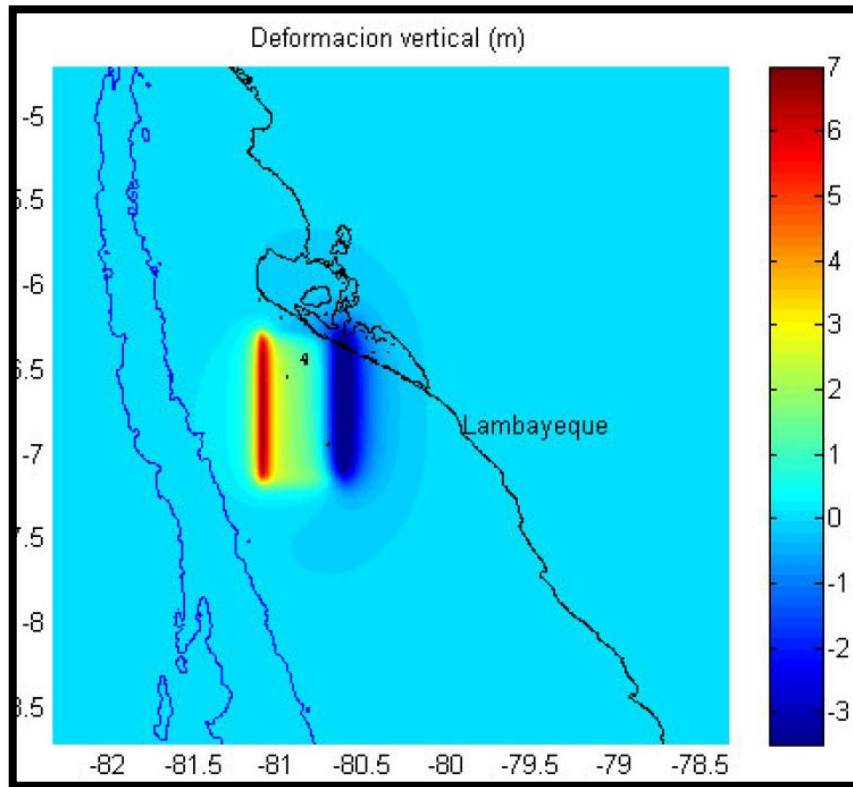
Fuente. Nabil Moggiano.

N. Moreno, “Modelado Numérico del Maremoto de Lambayeque 1960”, Tesis de Grado, Universidad Nacional Mayor de San Marcos, Lima 2017 [63].

La tesis de grado realiza la simulación del tsunami con el programa TUNAMI N-2 aplicados en Lambayeque. La simulación se realizó en base a un sismo ocurrido el 20 de noviembre de 1960 en Lambayeque con una magnitud de 7.6 Mw y posteriormente fue validado con lo que ocurrió en la realidad.

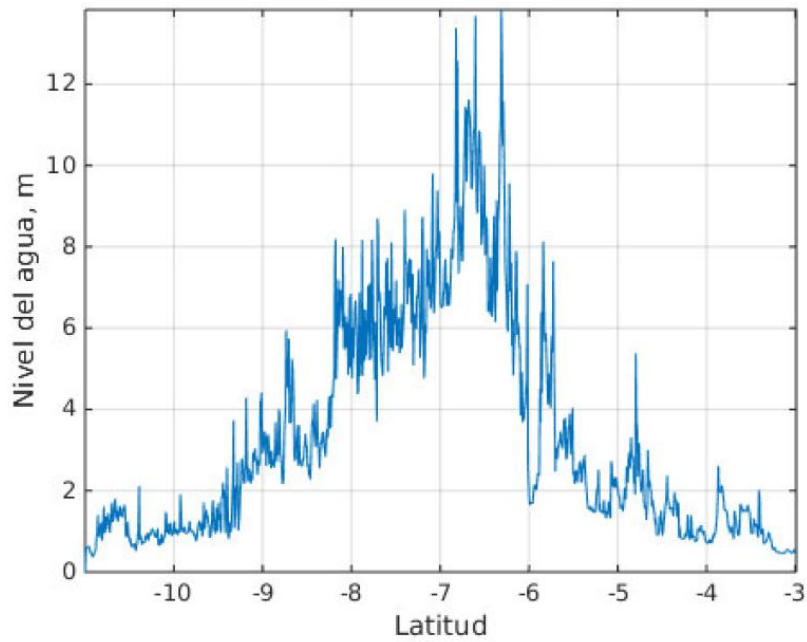
- **Resultados del Proceso de Modelamiento.**

Imagen N° 124 Deformación vertical del fondo marino a causa del sismo de 7.6 Mw en Lambayeque en el año de 1960.



Fuente. Nick Moreno.

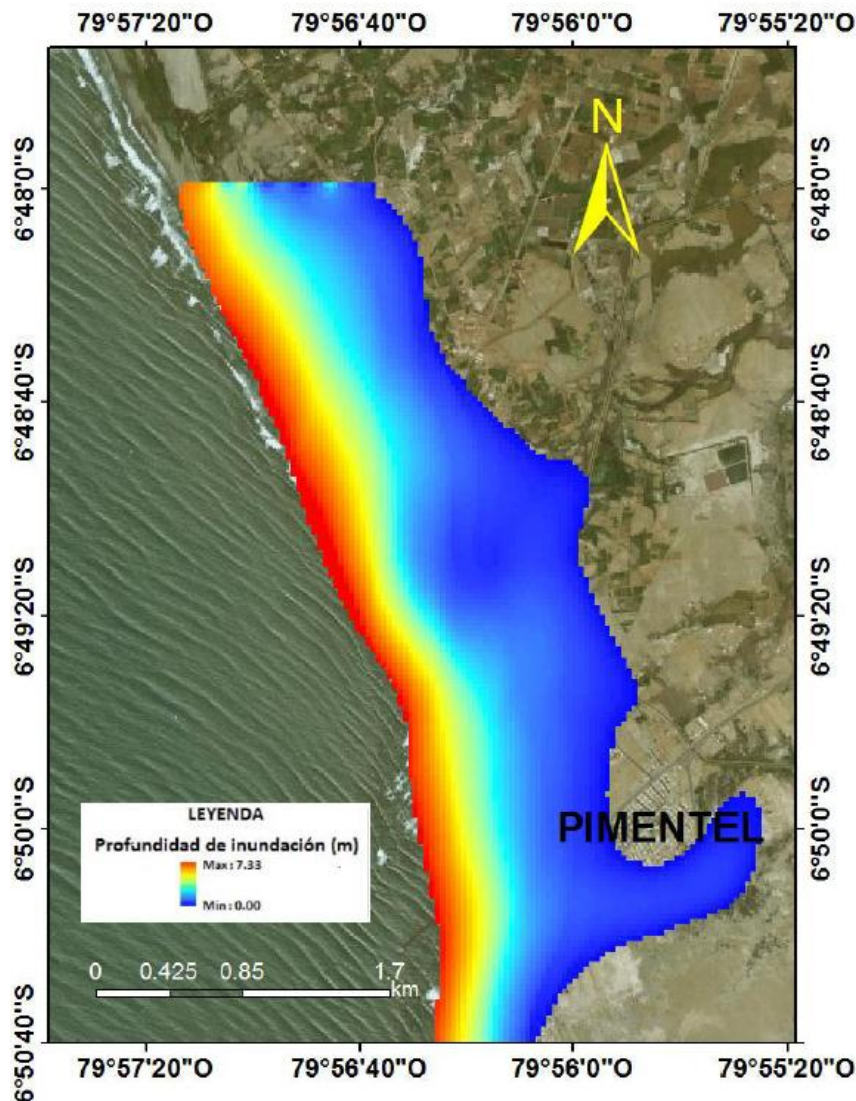
Imagen N° 125 Máxima altura de la ola en la línea de la costa a causa del tsunami en Lambayeque en el año de 1960.



Fuente: Nick Moreno.

En la línea de la costa de Pimentel se puede observar que la altura de la ola del tsunami es de 7.33 metros, tal como se muestra en la Imagen N° 126.

Imagen N° 126 Inundación en la zona de Pimentel a causa del tsunami del año de 1960.



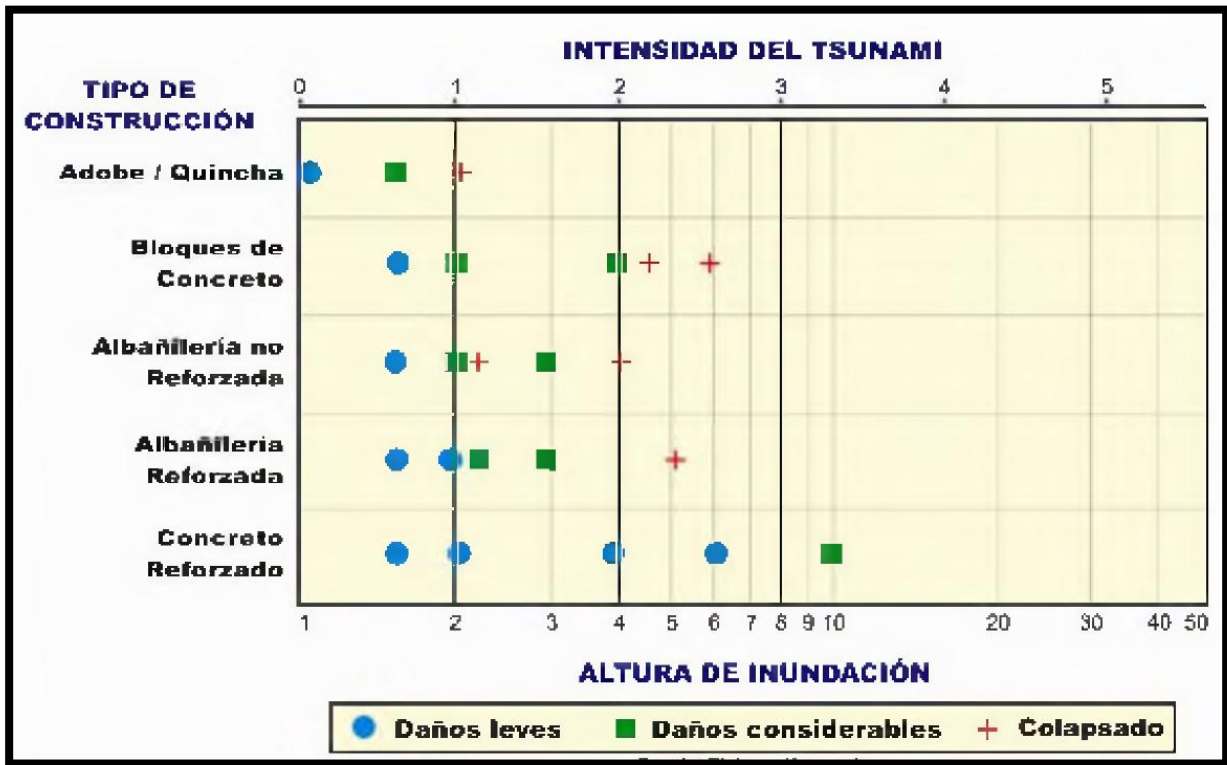
Fuente. Nick Moreno.

E. Mas, “Estructuras de Concreto Armado Tsunami-Sismorresistentes basadas en Experiencias de los Tsunamis en el Océano Índico (2004) y Camaná (2001)”, Tesis de Grado, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima 2009 [67].

Este proyecto de tesis identifica las características que debe tener una estructura para que resista al impacto del tsunami con el fin de mejorar los criterios de diseño estructural en las edificaciones ubicadas en zonas de riesgo por tsunami.

Se concluyó que el material de construcción que resiste efectivamente el tsunami es el concreto reforzado. Se puede observar el comportamiento de los materiales ante el tsunami en la siguiente imagen.

Imagen N° 127 Tipo de material de construcción ante el tsunami.

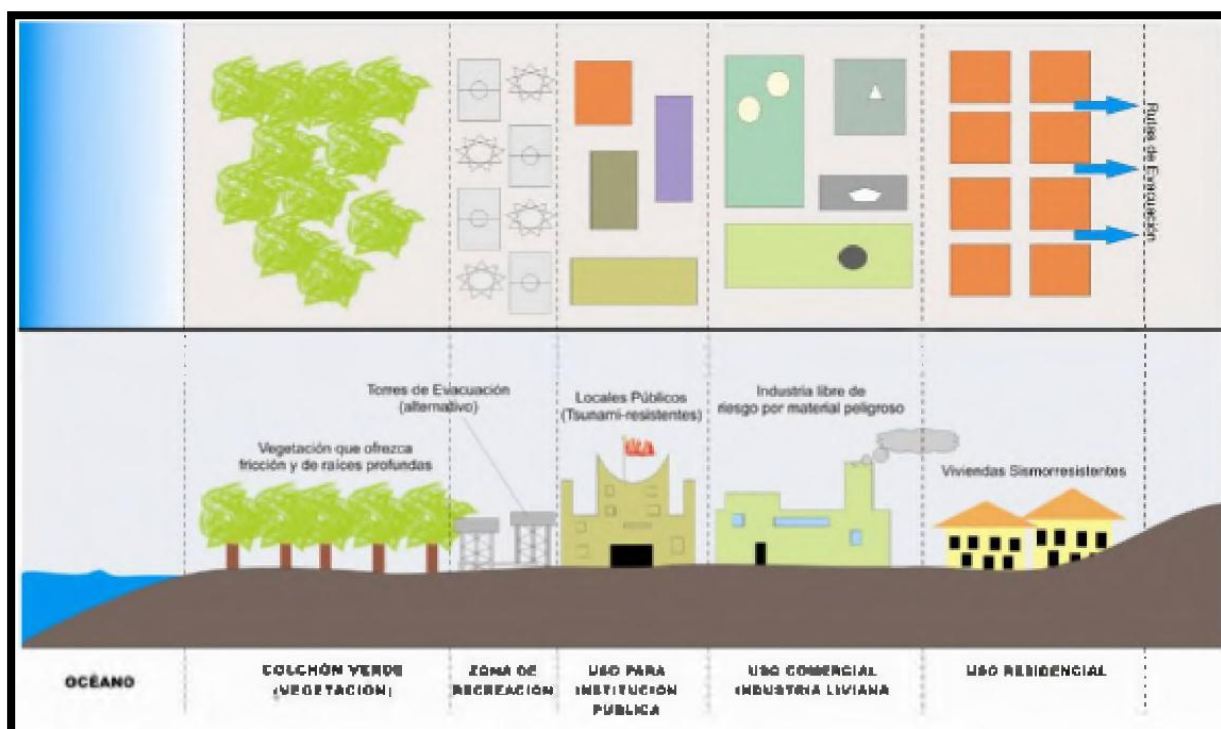


Fuente. Erick Mas Samanez.

Se concluyó también que para disipar la fuerza del tsunami y tener una estructura eficiente ante el impacto del tsunami, se debe considerar los siguientes criterios:

- Presencia de vegetación o colchones verdes como protección.
- Estructuras construidas sobre el nivel de inundación.
- Distribución de usos con respecto a la distancia del litoral.
- Espacios libres y aberturas al flujo en los niveles inferiores.
- Orientación de elementos estructurales paralelos al flujo e impacto proyectado de las olas.
- Posibilidad de orientación de elementos no estructurales perpendicular al flujo.
- Consideraciones de los niveles de erosión en cimentaciones.
- Calidad de los materiales y proceso de construcción.

Imagen N° 128 Tipo de material de construcción ante el tsunami.



Fuente. Erick Mas Samanez.

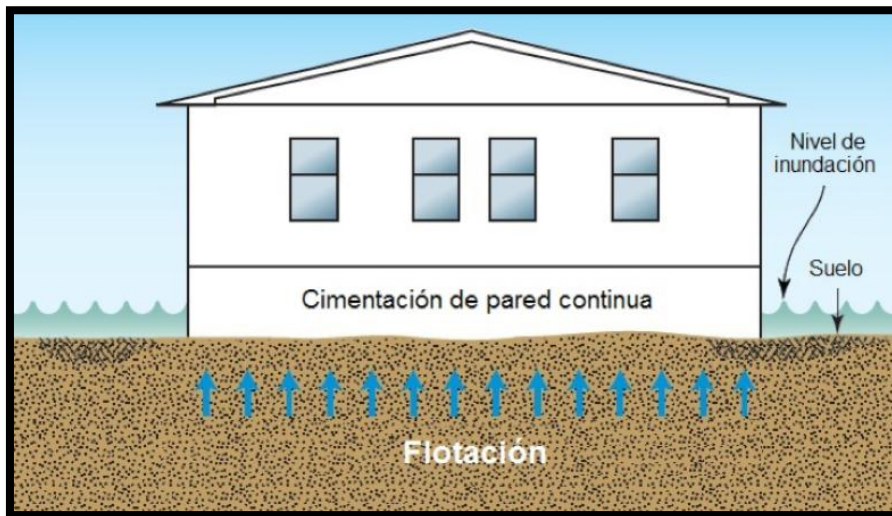
Federal Emergency Management Agency, “Coastal Construction Manual: Principles and Practices of Planning, Siting, Designing, Constructing, and Maintining Residential Buildings in Coastal Areas”, FEMA P-55, Estados Unidos, 2011 [48].

En el presente código se define cada uno de las cargas causadas por las inundaciones costeras que actúan sobre las edificaciones. Estas inundaciones, como ocurre en Estados Unidos, se basan mayormente por fenómenos naturales causadas por los abruptos cambios de presión atmosférica que originan tempestades, huracanes, tifones, etc. Cabe indicar que, en relación a las cargas de tsunami, tienen algunas cosas en común donde se definen a continuación:

- **Efectos hidrostáticos**

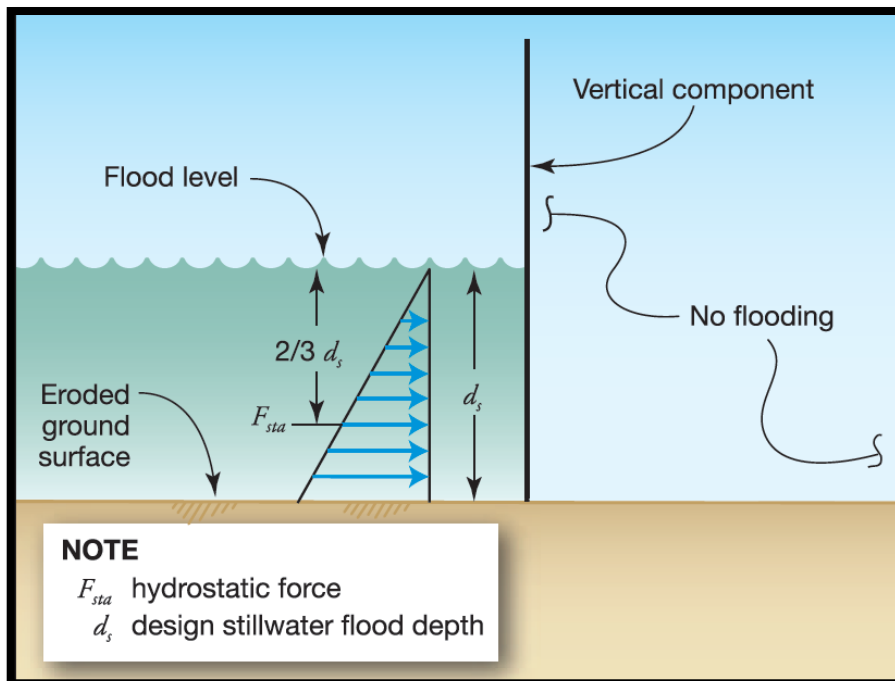
El agua en reposo o con movimiento lento pueden inducir a fuerzas hidrostáticas horizontales contra una estructura, especialmente cuando los niveles de agua de la inundación en diferentes lados de la estructura no son iguales. Además, las inundaciones pueden causar fuerzas hidrostáticas verticales o llamadas también de flotación.

Imagen N° 129 Fuerzas de flotación o boyantes en una vivienda inundada.



Fuente. Manual Coastal Construction 2011 (FEMA P-55)

Imagen N° 130 Fuerzas de empuje sobre una pared vertical.



Fuente. Manual Coastal Construction 2011 (FEMA P-55)

Imagen N° 131 Daño por levantamiento de pisos del muelle de concreto prefabricado.



Fuente. M. Saatcioglu, A. Ghobarah, e I. Nistor, CAEE (2005)

- **Efectos hidrodinámicos**

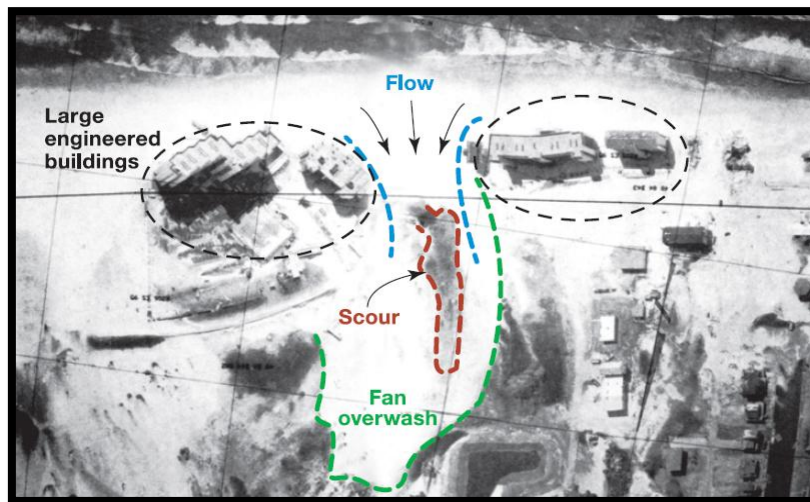
Estos flujos de alta velocidad son capaces de destruir las paredes sólidas y desprender edificios con cimientos inadecuados. Las fuerzas hidrodinámicas también pueden mover grandes cantidades de sedimentos y escombros que pueden causar daños adicionales. La causa para la formación del estado hidrodinámico es la presencia de obstrucciones naturales o artificiales a lo largo de la costa y por zonas bajas formados por vías (peatonales y vehiculares) o zonas de paso al flujo que existen entre dunas, puentes o canales normales en la costa.

Imagen N° 132 Marejada en Horseshoe Beach, Florida, durante la tormenta tropical Alberto en 2006.



Fuente. National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA).

Imagen N° 133 Flujo canalizado entre grandes edificios durante el huracán Opal en 1995 recorrió un canal profundo y dañó la infraestructura y casas en la playa de Naverre, Florida



Fuente. Departamento de Florida Protección del Medio Ambiente.

Imagen N° 134 Casa apoyada por pilares en la zona de flujo canalizado



Fuente. National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA).

- **Efecto rompiente de las olas**

Las olas pueden afectar a las edificaciones ubicadas en la costa de varias maneras:

- Las olas rompiendo contra los edificios.
- Por la reflexión y difracción de las olas sobre los edificios.
- Por las fuerzas de levantamiento que producen las olas sobre los edificios.

Las fuerzas creadas por el rompimiento de las olas contra una superficie vertical es a menudo 10 o más veces mayor que la fuerza creada por los fuertes vientos durante un evento de tormenta.

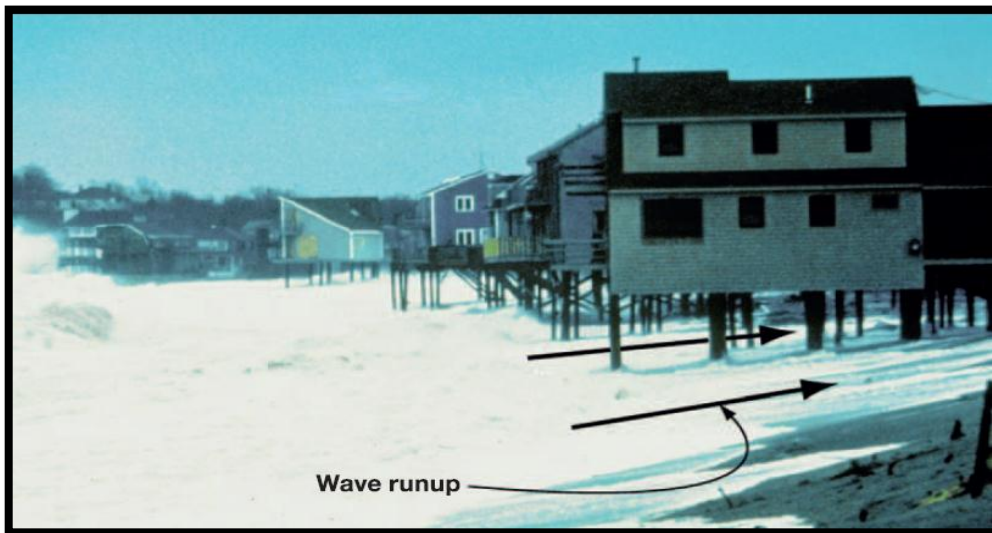
Imagen N° 135 Olas de la tormenta que se rompen contra un dique frente a una residencia costera en Stinson Beach, CA



Fuente. Lesley Ewing

Las olas de subida o ascendentes (wave run-up) ocurren cuando estas rompen y corren hasta las playas, superficies inclinadas o superficies verticales. Las olas de subida o ascendentes pueden impulsar grandes volúmenes de agua contra y alrededor de los edificios costeros, induciendo fuerzas de impacto, fuerzas de arrastre, la erosión y la socavación.

Imagen N° 136 Subida de la ola debajo de las estructuras elevadas en Scituate, MA, durante la tormenta en diciembre de 1992



Fuente. Jim O'Connell

Imagen N° 137 Erosión del suelo del edificio. (Huracán Iván, 2004).



Fuente. Coastal Construction Manual 2011 (FEMA P-55)

Imagen N° 138 Losas de cimentación de concreto volteadas por la acción de las olas, lo que genera grandes cargas no anticipadas sobre los cimientos del edificio. (Surf City, Carolina del Norte, Huracán Fran, 1996)



Fuente. Coastal Construction Manual 2011 (FEMA P-55)

Imagen N° 139 Faro de Scotch Cap destruido por el tsunami de las Islas Aleutianas de 1946.

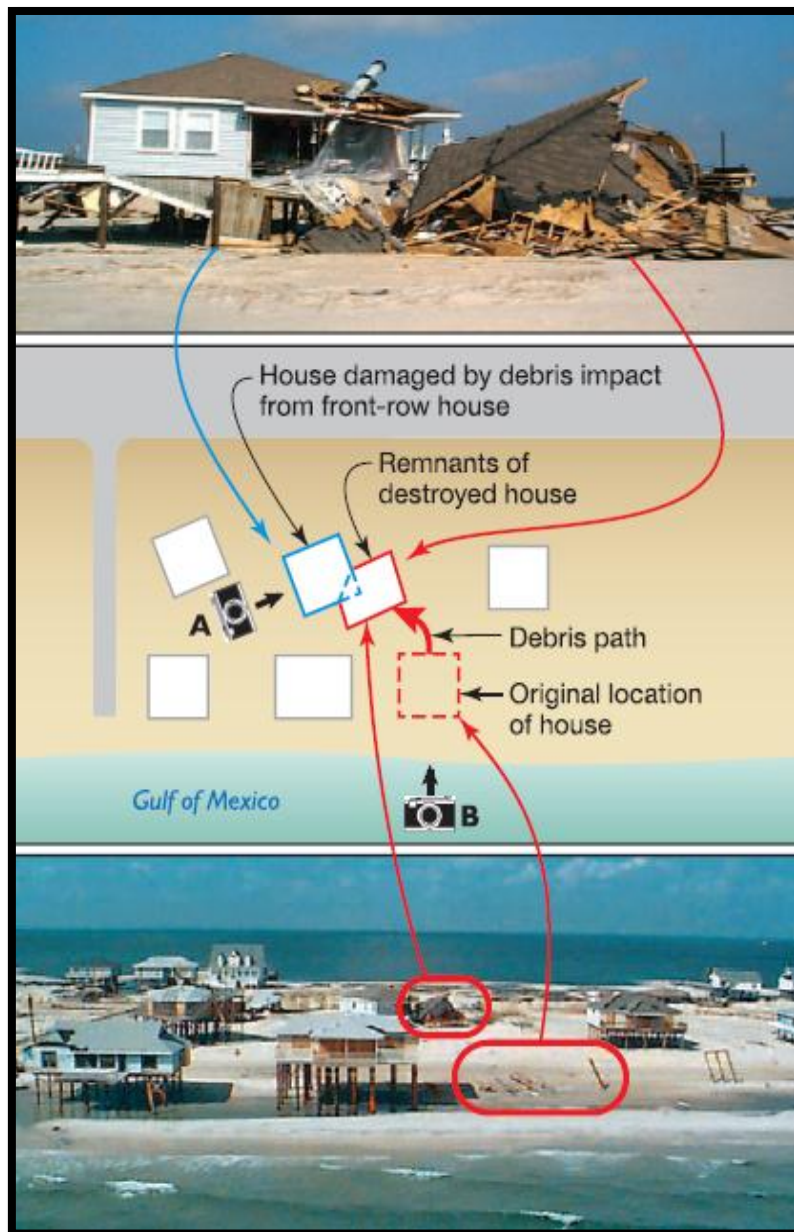


Fuente. FEMA P-646 (2012)

- **Efecto del impacto de escombros en el agua.**

Los escombros transmitidos por las inundaciones son capaces de destruir las paredes de mampostería, estructuras ligeras de madera, postes y columnas de pequeño diámetro (junto con los componentes de las estructuras que lo soportan). Los escombros pueden ser escaleras, rampas, muros colapsables, vehículos, barcos, puentes, pilares de muelles, etc.

Imagen N° 140 Casa soportada por pilares en Dauphin Island, AL, fue destruida por el impacto de los escombros de otra casa. (Huracán Georges, 1998)



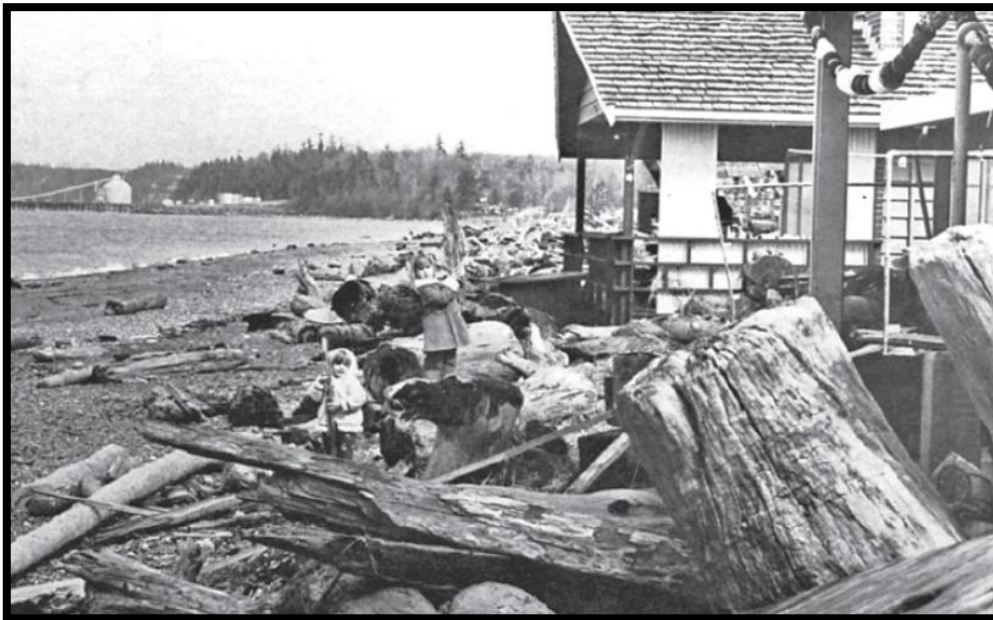
Fuente. Coastal Construction Manual 2011 (FEMA P-55)

Imagen N° 141 Los pilares de un muelle fueron arrastrados más de 2 km por la marejada ciclónica en Pensacola Beach, FL (Huracán Opal, 1995)



Fuente. Coastal Construction Manual 2011 (FEMA P-55)

Imagen N° 142 Desviación de troncos de madera clavados en casas costeras en Sandy Point, WA, durante una tormenta en marzo de 1995.



Fuente. Knowles and Terich 1977

Imagen N° 143 Destrucción total de un grupo de estructuras de Madera en la Villa de Aonae, Okushiri, Japón.



Fuente. FEMA P-646 (2012).

Imagen N° 144 Daño causado por el impacto de escombros (bote pesquero) en Aonae, Japón.



Fuente. FEMA P-646 (2012).

Imagen N° 145 Escombros cargados por el tsunami del Océano Índico de 2004.



Fuente. M. Saatcioglu, A. Ghojarah, e I. Nistor, CAEE (2005)

Imagen N° 146 Columnas de concreto dañadas por el impacto de escombros.



Fuente. M. Saatcioglu, A. Ghojarah, e I. Nistor, CAEE (2005).

P. Winckler, M. Reyes y M. Contreras, “Recomendaciones de Diseño de Obras Marítimas y Terrestres Sometidas a Cargas de Tsunami”, *Anales del Instituto de Ingenieros de Chile*, Chile, 2011 [49].

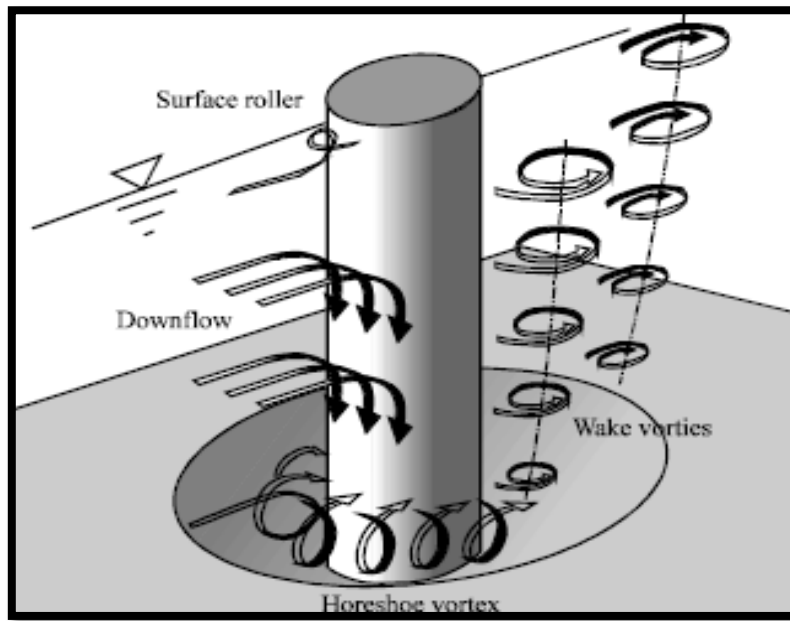
En este proyecto se indica los efectos que causa el tsunami cuando llega a impactar en la costa. En esa parte se define los efectos por socavación que afectará a las estructuras ubicadas en la costa.

- **Efecto por socavación.**

La socavación alrededor de las estructuras se inicia por la obstrucción del flujo con la estructura misma. Esta obstrucción obliga al flujo propagarse a velocidades altas en todas las direcciones alrededor de la estructura. La parte del flujo que se desvía hacia abajo forma un pequeño vórtice de herradura. El vórtice provoca que el suelo se socave poco a poco, formando un agujero de socavación. A medida que el agujero de la socavación crece, el fluido adicional entra en el vórtice de herradura donde hace expandirse en tamaño. El movimiento de circulación del vórtice aumenta continuamente, debido a la expansión del agujero de socavación. El equilibrio alrededor de la estructura se logra cuando el flujo de la parte inferior del vórtice ya no es lo suficientemente fuerte como para desplazar el sedimento en el fondo del agujero de socavación. Las fuertes corrientes generadas por un tsunami pueden alcanzar hasta más de 10 m/s y como consecuencia provocar la socavación en las edificaciones o estructuras portuarias. La erosión es generalmente crítica durante la retirada del tsunami, cuando el flujo se ve potenciado por el arrastre de escombros. Los suelos cohesivos son particularmente susceptibles al avance de la inundación debido a que una vez saturado, disminuyen su capacidad de soporte.

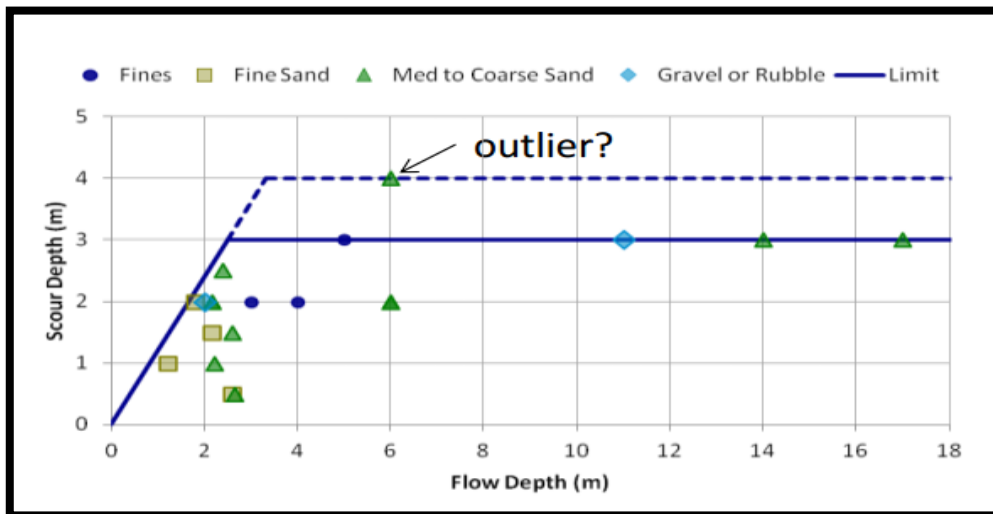
Para el diseño por erosión es necesario conocer las condiciones de la inundación, las características del suelo y el tipo de cimentación donde pueda asegurarse que el fallo no se produzca por pérdida de la capacidad de carga del suelo o por el fallo del anclaje de los pilotes, columnas, zapatas, o paredes.

Imagen N° 147 Efectos de socavación en la parte inferior de un pilar.



Fuente. Alexandra Lavictoire (2014).

Imagen N° 148 Relación entre la profundidad de socavación y la profundidad de inundación.



Fuente. Jeremy Bricker et al. (2013)

Imagen N° 149 Socavación severa en una casa de playa de albañilería en Devanaanpattinam, India.



Fuente. FEMA P-646 (2012)

Imagen N° 150 Socavación alrededor de cimientos en el área de Khao Lak.



Fuente. Dalry y Kriebel (2005)

Imagen N° 151 Socavación causado por el tsunami del Océano Índico (2004)



Fuente. Harry Yeh.

Imagen N° 152 Socavación en viviendas de albañilería causados por el tsunami del Océano Índico.



Fuente. Harry Yeh.

Imagen N° 153 Erosión del terreno de apoyo de la vivienda en Khao Lak, Thailandia.



Fuente. Mathew Francis (2006).

Imagen N° 154 Socavación en los cimientos de un hostel el Koh Khao Jomtien, Thailandia



Fuente. Mathiew Francis (2006).

2.2 BASES TEÓRICO CIENTÍFICAS

2.2.1 Filosofía del Diseño Estructural

El Reglamento Nacional de Edificaciones en la E.030 “Diseño Sismorresistente” nos indica tres factores muy importantes a considerar en el diseño estructural, las cuales son [54]:

- Evitar la pérdida de vidas humanas.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- Minimizar los daños de la propiedad

Es necesario indicar que en la etapa de diseño de cada proyecto se debe tener en cuenta tres factores fundamentales según [55], las cuales son:

2.2.1.1 Funcionalidad.

Los proyectos estructurales deben está íntimamente ligados a los proyectos arquitectónicos con el único propósito de que, mediante este proyecto, se pueda desarrollar la vida de la persona, la familia o la sociedad. Los ingenieros y arquitectos garantizan de que por medio de este proyecto las personas puedan vivir a salvo, moverse y trabajar libremente como también cumpliendo las funciones para las cuales ha sido diseñado.

2.2.1.2 Seguridad.

Este factor es de completa responsabilidad de los ingenieros proyectistas las cuales diseñan cada elemento estructural cumpliendo las normas o reglamentos pertinentes. Con esto se demuestra que la construcción del proyecto satisface con las condiciones de estabilidad, rigidez, ductilidad, resistencia, etc. ante distintas sollicitaciones de carga, con el único fin de que el proyecto ya construido tenga las probabilidades de falla muy baja.

2.2.1.3 Economía.

Un proyecto no basta que sea solamente funcional y segura, sino que también debe ser económica. Se debe considerar el costo de la estructura en la etapa de construcción más el costo de mantenimiento a lo largo del tiempo con fin de evitar al propietario gastos altos en la vida útil del proyecto.

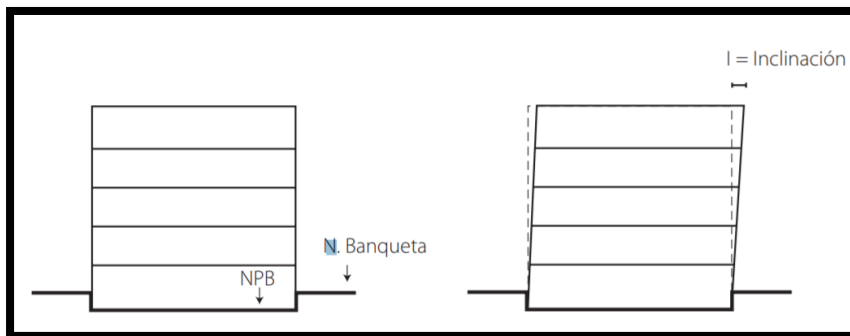
2.2.2 Diseño de Concreto Armado

2.2.2.1 Fallas Típicas en Estructuras de Concreto Armado por Sismos.

- Fallas del Terreno

Las fallas del terreno causan en la estructura agrietamientos, hundimientos o abultamientos debido a los asentamientos que pueden ser uniformes o diferenciales [56].

Imagen N° 155 Inclinación del edificio por fallas de asentamiento del terreno.



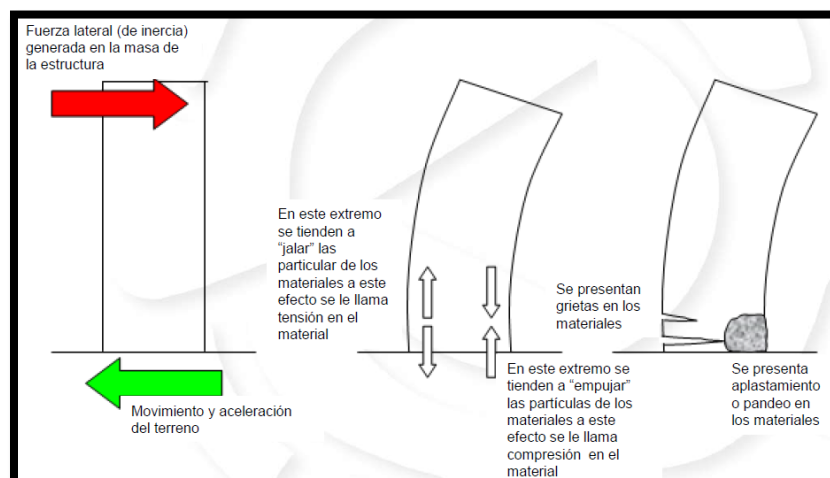
Fuente. Centro Nacional de Prevención de Desastres

- Fallas por Flexión

En muros estructurales, el comportamiento por flexión hace que los bordes inferiores se agrieten o aplasten debido a fuerzas de compresión y tensión [56].

En columnas, la falla por flexión generalmente se da en la mitad del elemento generando grietas [56].

Imagen N° 156 Efectos de flexión en muros estructurales.



Fuente. Centro Nacional de Prevención de Desastres

Imagen N° 157 Falla por flexión y compresión en columnas.



Compresión

Flexión

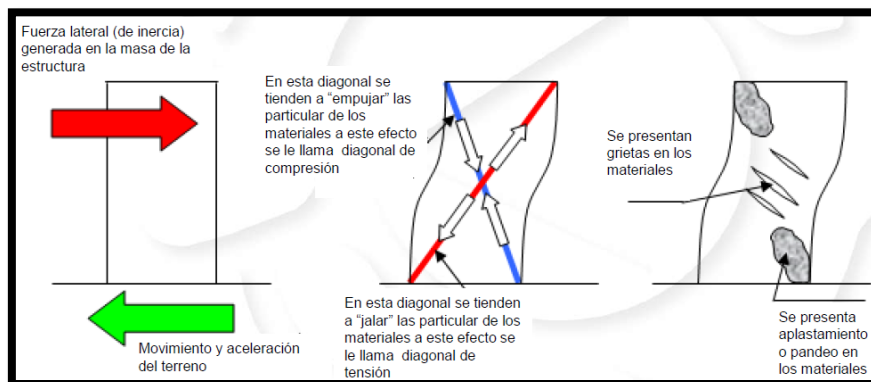
Fuente. Centro Nacional de Prevención de Desastres

- **Fallas por Corte**

En muros estructurales, el comportamiento por corte hace que el centro del elemento presente grietas debido a las diagonales de tracción y compresión [56].

En columnas, la falla por corte generalmente se da cerca a los nudos del elemento generando grietas con ángulo de 45° [56].

Imagen N° 158 Efectos de corte en muros estructurales.



Fuente. Centro Nacional de Prevención de Desastres

Imagen N° 159 Falla por corte en columnas.



Fuente. Centro Nacional de Prevención de Desastres

- **Fallas de Conexiones Viga - Columna**

Estas fallas se producen debido a la falta de refuerzo en el nudo y a la concentración de esfuerzos cortantes [56].

Imagen N° 160 Falla en las conexiones entre la viga y la columna.



Fuente. Centro Nacional de Prevención de Desastres

- **Fallas por articulaciones plásticas**

Estas fallas se producen debido a que las cargas actuantes son mayores a las cargas resistentes debido a un mal diseño estructural [56].

Imagen N° 161 Articulaciones plásticas en la estructura.

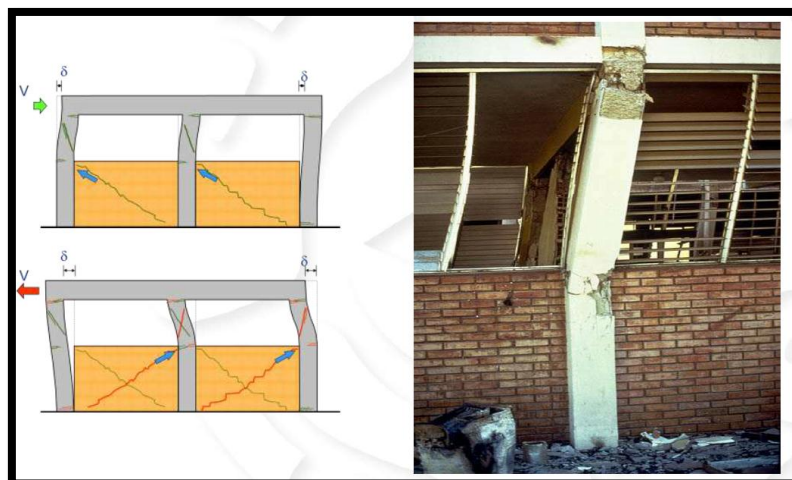


Fuente. Centro Nacional de Prevención de Desastres

- **Fallas por efecto de columna corta**

Estas fallas se producen debido a que la columna, como elemento estructural, está unido a un muro, como elemento no estructural. En estos casos es necesario colocar una junta entre la columna y el muro [56].

Imagen N° 162 Falla por efecto de columna corta.



Fuente. Centro Nacional de Prevención de Desastres

2.2.2.2 Propiedades del Concreto Armado.

- **Resistencia a la Compresión**

Según G. Ottazzi (2011) señala que, la resistencia a la compresión se determina mediante ensayos de laboratorio con probetas de concreto que son cargadas axialmente hasta el punto de fallo. Estos ensayos son monitoreados con el fin de obtener la resistencia mínima del concreto y cumplir estándares de calidad [57].

Según [57], existen factores que afectan la resistencia del concreto, las cuales son:

- La relación agua-cemento.
- El aire incorporado.
- El tipo de cemento.
- La gradación, textura y origen de los agregados.
- Las condiciones de humedad y temperatura durante el curado.
- La edad del concreto.
- La velocidad de carga o deformación.

- **Resistencia a la Tracción**

Según [57], la resistencia a la tracción del concreto varía entre el 8% al 15% de la resistencia a la compresión. Los principales ensayos utilizados para determinar son:

- Módulo de Rotura.
- Split Test.

- **Módulo de Elasticidad del Concreto**

El módulo de elasticidad del concreto es importante para determinar las deformaciones en los elementos de concreto armado. Según la norma E.060 “Concreto Armado”, el modulo de elasticidad, para concretos normales con peso específico de 2300 kg/m³, se determina con la siguiente fórmula [58]:

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c}$$

- **Módulo de Poisson del Concreto**

El módulo de Poisson del concreto es la relación entre la deformación unitaria transversal y la deformación unitaria longitudinal. Según [57], el módulo de Poisson varía normalmente entre 0.11 a 0.21.

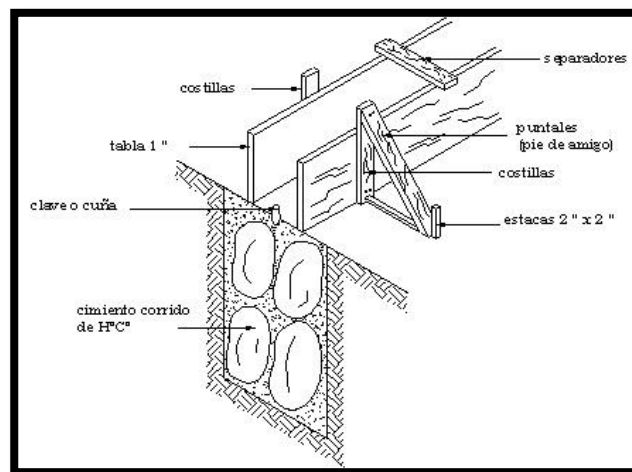
2.2.2.3 Elementos Estructurales.

- **Cimentaciones.**

Las cimentaciones son elementos estructurales que transmiten las cargas de la estructura hacia el terreno. Las cimentaciones son de varios tipos, donde los más utilizados son los siguientes [59]:

- Cimentaciones Ciclópeas, son utilizadas para transmitir cargas de los muros hacia el suelo. Suelen ser económicos y sencillos en caso de suelos cohesivos. El concreto ciclópeo se hace colocando piedras medianas o grandes en forma proporcional.

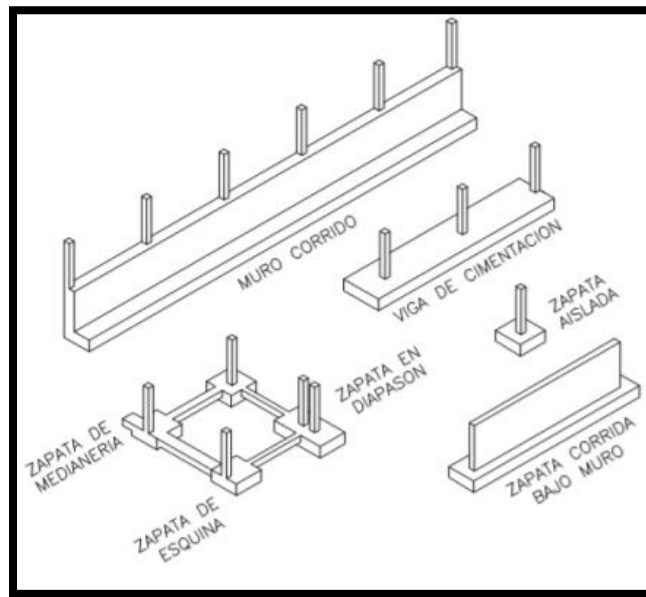
Imagen N° 163 Cimentaciones ciclópeas.



Fuente. Apuntes Ingeniería Civil.

- Zapatas, son la base de una columna o un muro estructural que tiene como principal función transmitir las cargas de la estructura hacia un estrato del suelo resistente.

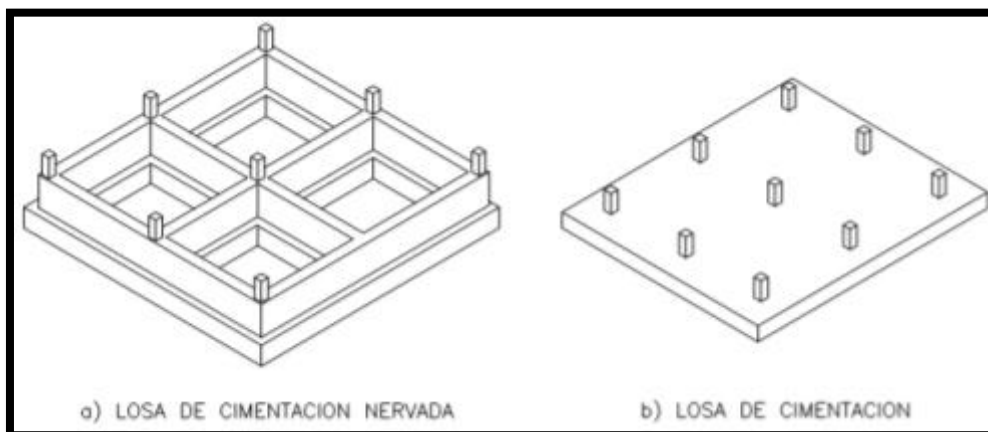
Imagen N° 164 Tipos de Zapatas más utilizadas en el diseño y construcción.



Fuente. Javier Montoya

- Losas de Cimentación, es una zapata combinada que cubre toda el área que hay debajo de la estructura y soporta los muros estructurales y las columnas.

Imagen N° 165 Tipos de losas de cimentación.



Fuente. Javier Montoya.

- **Columnas.**

Según [58] lo define como “un elemento con una relación entre altura y su menor dimensión lateral mayor a tres, usado principalmente para resistir carga axial de compresión”. Cuando la columna tiene la longitud más grande en comparación con las dimensiones de su sección

transversal, entonces suele a reducir la resistencia tanto a compresión axial o a flexocompresión debido al efecto de esbeltez que existe produciéndose desplazamientos laterales o pandeo.

- **Muros Estructurales.**

Según [60] define que los muros estructurales son “elementos estructurales ampliamente utilizados en el diseño y construcción de edificaciones sismorresistentes. Su característica principal es la elevada rigidez que tiene en una de sus direcciones donde le permiten resistir de forma eficiente las cargas laterales producidas por el sismo, limitando así los desplazamientos laterales de la estructura”.

- **Losas.**

Una losa de concreto reforzado es una amplia placa plana, generalmente horizontal, cuyas superficies superior e inferior son paralelas o casi paralelas entre sí. Puede estar apoyada en vigas de concreto reforzado, en muros de mampostería o de concreto reforzado, en elementos de acero estructural [64].

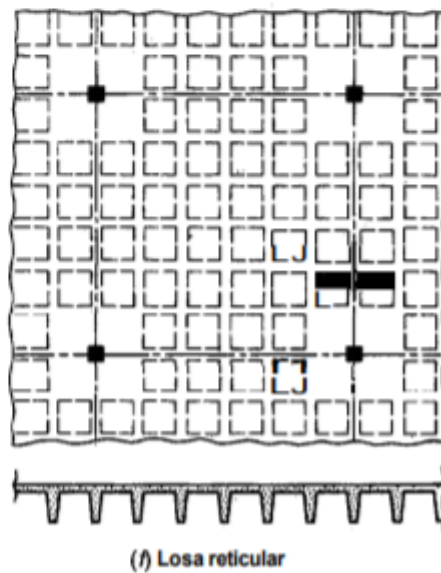
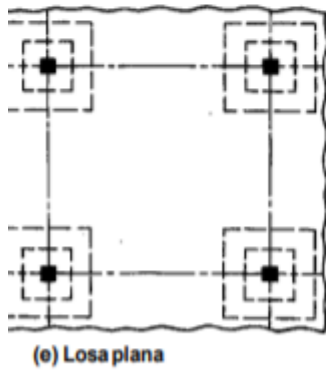
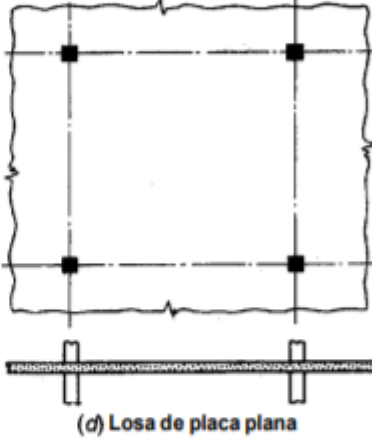
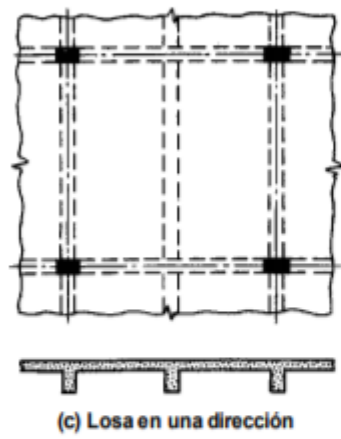
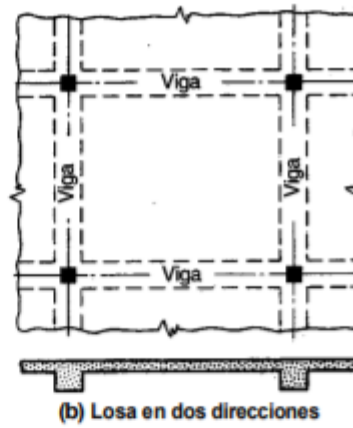
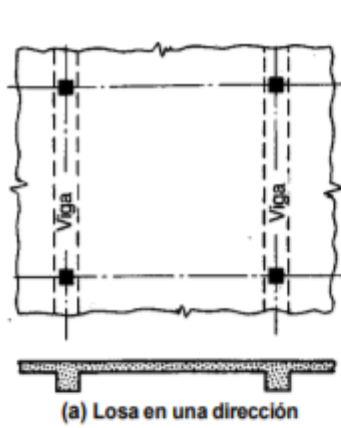
Las losas se pueden apoyar sólo en dos lados opuestos caso en que la acción estructural de la losa es fundamentalmente en una dirección, puesto que transmite las cargas en la dirección perpendicular a la de las vigas de apoyo. También es posible que haya vigas en los cuatro lados de modo que se obtiene una acción de la losa en dos direcciones [64].

En algunos casos, las losas de concreto se pueden apoyar directamente sobre las columnas sin utilización de vigas secundarias o principales. Estas losas se identifican como placas planas y se utilizan a menudo cuando las luces no son muy largas y las cargas no son particularmente pesadas [64].

Las losas con ábacos, son también losas que no presentan vigas secundarias o principales, pero se incorpora una región con un sobreespesor de losa en la zona de la columna de manera acampanada. Son mecanismos para reducir los esfuerzos generados por cortante y flexión negativa alrededor de las columnas [64].

En estrecha relación con la placa plana está la losa con viguetas en dos direcciones o losa reticular. Con el fin de reducir la carga muerta propias de las losas macizas, se forman vacíos

en un patrón rectilíneo mediante elementos de aligeramiento construidos en metal o fibra de vidrio. Se obtiene así una construcción nervada en dos direcciones [64].



- **Vigas.**

Las vigas son elementos estructurales que transmiten las cargas del piso a los elementos verticales resistentes. Las vigas de entrepiso se dividen en principales y secundarias. Las vigas principales forman parte del sistema resistente a cargas laterales, reciben la carga tributaria de las losas y de las vigas secundarias y las transmiten directamente a las columnas, a las cuales se conectan a través de las uniones o nudos. Las vigas secundarias reciben las cargas tributarias de las losas y las transmiten a las vigas primarias [65].

- **Escaleras**

Un sistema de escaleras se puede definir como una parte integral de una estructura que conecta un punto con otro ubicado dentro de la misma estructura, pero con diferentes cotas de nivel, medidas que se dan a partir de un punto en común [66].

2.2.3 Diseño por Cargas de Tsunami.

Existen 3 normas internacionales donde se aplican criterios para el diseño estructural por cargas de tsunami de las cuales tenemos:

2.2.3.1 NTM 007 (2011) “Diseño Estructural para Edificaciones en Áreas de Riesgo de Inundación por Tsunami o Seiche”

2.2.3.1.1 Definiciones de parámetros hidrodinámicos y topográficos.

- Nivel de Referencia Topobatimétricos, NRTB: nivel vertical único al cual deben estar referidas las cotas topográficas y batimétricas en la zona de estudio. Este debe ser un valor común, que garantice la congruencia entre cotas topográficas y batimétricas.
- Nivel de Referencia del Evento, NRE: Nivel vertical único referido al NRTB, que representa el nivel medio del mar al momento del evento. De modo conservador, se sugiere utilizar el nivel de la máxima pleamar.
- Cota de terreno, $z(x,y)$: Cota de elevación del terreno, referida al NRE. Este es un valor local, dato para la modelación y esencial para cálculos en las inmediaciones de las estructuras.

- Run-up o cota de inundación por trepado, R : Diferencia entre la cota del punto de máxima intrusión horizontal alcanzado por el tsunami y el nivel de referencia vertical relevante al tsunami. Se debe notar que, para una zona de estudio dada, se contará con múltiples valores de R en función de la topografía. Se puede definir un valor único de R , que represente de manera global el runup en una zona de validez o influencia para la estructura en estudio.
- Altura de inundación, $h(x,y)$: Diferencia entre la cota máxima de la superficie libre del fluido durante el evento y el nivel de referencia vertical relevante al tsunami NRE. En caso de no disponer de este dato, se puede estimar como:

$$h = 1.0 \times R$$

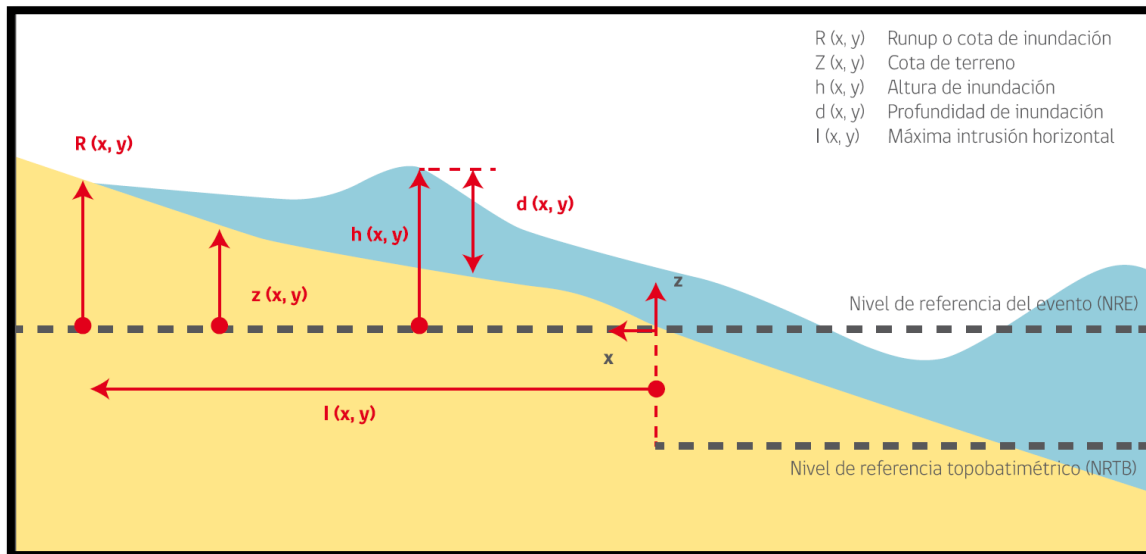
Para edificaciones ubicadas en territorios en que las leyes vigentes permitan edificar y se encuentren en un área de riesgo de inundación o en una zona potencialmente inundable.

- Profundidad de Inundación, $d(x,y)$: Diferencia entre la cota máxima de la superficie libre del fluido durante el evento y la cota de terreno existente en el mismo punto. Este es un valor local, que debe ser calculado en las mismas inmediaciones de la estructura. De acuerdo con las definiciones anteriores, puede ser estimado como:

$$d = h - z$$

- Velocidad del flujo, $u(x,y,t)$: Vector de velocidad del flujo en cada punto del dominio. Es una cantidad variable en el tiempo, tanto en sentido como magnitud. Este es un valor local y variable en el tiempo que debe ser calculado en las inmediaciones de la estructura.

Imagen N° 166 Definición de Variables en caso de Inundación por Tsunami.



Fuente. Norma Técnica Minvu 007

2.2.3.1.2 Requisitos y Criterios Generales

Las estructuras que requieren ser protegidas de los efectos de inundación por tsunami o Seiche, debido a que se ubican total o parcialmente en territorios en que los instrumentos de planificación territorial y las leyes vigentes permitan edificar y que esté definida como un área de riesgo de inundación o zona potencialmente inundable, deberán ser diseñadas por un ingeniero civil o arquitecto. Para estos efectos se distinguen las siguientes situaciones:

a. Edificaciones ubicadas en áreas de riesgo de inundación y zonas potencialmente inundables destinadas a la habitación:

Se deben proteger construyéndolas elevadas, sobre estructuras de soporte o sobre un relleno protegido, diseñados o verificados por un profesional especialista, o construyéndolas en terreno natural no perturbado, de modo que la zona destinada a la habitación se ubique sobre la cota de inundación (R), debiendo incluir un acceso libre hacia rutas de evacuación.

b. Edificaciones ubicadas en áreas de riesgo de inundación y zonas potencialmente inundables y no destinadas a la habitación:

Cualquier edificación o parte de la misma, con destino no habitacional, deberá construirse considerando algunas de las siguientes opciones:

- Paso del agua sin mayores obstáculos.

- Estructura con componentes estructurales que tengan la capacidad de resistir cargas hidrostáticas e hidrodinámicas y los efectos de flotabilidad debido a la inundación.
- Tabiques colapsables bajo carga de tsunami que no pongan en riesgo la estructura principal de la edificación.

c. Refugios de evacuación vertical a zonas seguras:

Deben ser diseñadas de acuerdo a “Guidelines for Design for Structures Vertical Evacuation from Tsunamis” FEMA P646

2.2.3.1.3 Método de Protección por Inundación por Tsunami

a. Las edificaciones deberán estar diseñadas y construidas considerando los efectos del sismo tsunamigénico, además del tsunami.

b. Criterios aplicables a las edificaciones:

i. Terreno natural:

- El diseño de la cimentación debe considerar los efectos de la saturación del suelo y/o socavación en el comportamiento de la cimentación.
- Se debe estudiar los efectos de las inundaciones y de la socavación en la estabilidad de taludes.

ii. Edificaciones elevadas sobre subestructuras que permiten el paso del agua:

Las edificaciones emplazadas en terrenos bajo la cota de inundación, para las que se proyecte el primer nivel habitable sobre la cota de inundación, debe estar apoyadas en una subestructura formada por elementos estructurales tales como pilares o columnas, los que deben cumplir con los siguientes requisitos:

- El espacio libre entre los elementos de soporte, no podrá ser inferior a 2.40 metros entre los puntos más cercanos.
- Los pilares deben ser compactos y libres de apéndices innecesarios, que actúan como trampa o restringen el libre paso de los escombros durante una inundación. Solo se

permiten muros colapsables. Las columnas y sus cimientos deben resistir todas las cargas establecidas.

- Los arriostramientos utilizados para proporcionar estabilidad lateral se deben diseñar de forma que minimicen la obstrucción al flujo de inundación y reducir la posibilidad de atrapar los escombros que flotan.
- En todos los casos se debe considerar el efecto de la inmersión del suelo y las cargas adicionales relacionadas con agua de la inundación.
- Se debe considerar el potencial de socavación alrededor de los pilares y debe establecerse las medidas de protección necesarias.

iii. Edificaciones que no permiten el paso del agua:

Las edificaciones ubicadas en terrenos bajo la cota de inundación que dispongan de zonas de acceso hacia rutas de evacuación aprobadas por la autoridad competente, deberán ser diseñadas para soportar las fuerzas del tsunami

iv. Edificaciones sobre relleno

- Las edificaciones pueden ser construidas sobre material de relleno controlado, excepto en las zonas donde el relleno esté específicamente prohibido por la autoridad competente, como soporte estructural de las construcciones.
- El diseño del relleno debe demostrar que no altera sustancialmente las características del escurrimiento consideradas en los planos de inundación. Asimismo, el relleno tampoco debe afectar a otras construcciones existentes ni a otras instalaciones o sistemas de drenaje.

2.2.3.1.4 Requisitos Estructurales

a. Criterios generales

Las edificaciones y estructuras, ubicadas en áreas de riesgo de inundación y zonas potencialmente inundables, deben resistir la combinación de cargas previstas en esta norma y todas las cargas exigidas en las demás normas de diseño estructural aplicables.

i. Estabilidad

- Vuelco o Deslizamiento: Las edificaciones y estructuras que se diseñe conforme a las disposiciones de esta norma deberán considerar un factor de seguridad mínimo de 1.20 por falla de deslizamiento.
- Flotación: Las edificaciones y estructuras que se diseñen conforme a las disposiciones de esta norma deberán considerar un factor de seguridad mínimo de 1.33

ii. Cargas

Las siguientes cargas se deben considerar en el diseño de edificaciones sujetas a las disposiciones de esta norma:

- Cargas hidrostáticas.
- Cargas hidrodinámicas.

iii. Combinaciones de cargas

Todas las cargas previstas en esta norma se aplicarán sobre la estructura y los componentes estructurales, de tal manera que el efecto combinado de ellas de lugar a cargas y tensiones máximas.

Estas cargas se combinarán de la siguiente manera:

- Cargas permanentes: Usar 100% de la carga permanente.
- Sobrecargas: Se deben reducir cuando de ello resulte una condición más desfavorable. En estanques de almacenamiento, piscinas y otras estructuras similares diseñadas para contener y almacenar materiales, que pueden estar llenos o vacíos en caso de inundación, ambas condiciones deben ser analizadas en combinación con las cargas de inundación de la estructura.
- Cargas sísmicas: No es necesario considerar las cargas sísmicas combinadas con las cargas productos del tsunami cuando éste es de campo lejano. En zonas de tsunami de campo cercano se debe considerar una degradación de rigidez en la estructura al sismo tsunamigénico.

- Otras cargas eventuales: No es necesario considerar otras cargas eventuales combinadas con las cargas producto del tsunami o Seiche.
- Cargas de tsunami: Los valores obtenidos para las cargas de tsunami mediante el uso de la presente norma, no requieren ser amplificados mediante factores de carga para efectos de diseño por resistencia, por lo que el factor de carga para las solicitaciones por tsunami es 1.0.

iv. Presiones admisibles del suelo

Bajo condiciones de tsunami, la capacidad de soporte de los suelos sumergidos se ve afectada y reducida por el efecto boyante del agua sobre el suelo. Para las cimentaciones de las edificaciones a que se refiere esta norma técnica, la capacidad de soporte de los suelos deberá ser evaluada por un método reconocidamente aceptado. Los suelos expansivos deben ser analizados con especialidad cuidado. Los suelos que pierden toda la capacidad de soporte cuando están saturados o se licúan, no se deben usar como suelo de cimentación.

b. Criterios de diseño para edificaciones ubicadas total o parcialmente en zonas de riesgo de inundación.

- i. Estas edificaciones deben ser diseñadas para resistir los efectos de las inundaciones. La profundidad de inundación (d) se determinará a partir de las cartas o mapas de inundación proporcionados por la autoridad competente, en aquellos territorios que no cuenten con IPT vigente. En los casos en que existe un IPT vigente que haya definido área de riesgos por inundación, se debe utilizar el dato proporcionado por el estudio que haya servido de base para dicha definición.
- ii. Deben considerarse en el diseño la totalidad de las mismas tensiones admisibles que las normas de diseño estructural establecen para cada uno de ellos.
- iii. Para tsunami de campo cercano, además de las consideraciones del punto anterior, no se permite variaciones de las tensiones admisibles o factores de carga por eventualidad de carga y debe considerarse una degradación de rigidez en la estructura por el sismo

tsunamigénico, justificada por el profesional especialista del diseño estructural, pero no menos a un 25% para edificaciones en altura con evacuación vertical.

Las edificaciones elevadas que se ubiquen sobre una subestructura, deben estar adecuadamente ancladas y conectadas a ella.

- iv. Los niveles de socavación a considerar en el diseño de cimentaciones deben ser los especificados en la Tabla N° 10 a menos que se realice un estudio específico de la profundidad de socavación.

Tabla N° 7 Socavación estimada expresada como un porcentaje de la profundidad de inundación (d)

SÍMBOLO	$d \geq 0.5h$	$d < 0.5h$
Arena Suelta	80% d	80% d
Arena Densa	50% d	35% d
Limo Esponjado	50% d	25% d
Limo Rígido	25% d	15% d
Arcilla Suelta	25% d	15% d
Arcilla Rígida	10% d	5% d

Los valores indicados en la tabla anterior pueden ser reducidos hasta en un 50% si la zona potencialmente inundable presenta pendientes uniformes e inferiores a un 5%.

- v. Las cimentaciones superficiales y el suelo natural de soporte deben estar protegidos en todos sus lados contra la socavación.
- vi. Se permite cimentaciones superficiales no protegidas si se cumple simultáneamente las siguientes condiciones:
- Que la profundidad de socavación sea menor o igual a un metro.
 - Que la profundidad de inundación (d) no supere un 50% de la altura de inundación (h)

- Que se apoye en suelo natural, por lo menos medio metro por debajo de la profundidad de socavación.

vii. La Tabla N° 10 da una estimación de las profundidades de socavación del suelo por debajo del nivel del terreno, expresado como un porcentaje de la profundidad de inundación en el lugar (d).

2.2.3.1.5 Cálculo de Fuerzas

a. Fuerzas Hidrostáticas.

Incluyen fuerzas laterales debidas a presión hidrostática, fuerzas verticales boyantes y cargas adicionales en pisos elevados, debidas a la posible acumulación de agua.

i. Fuerza Hidrostática

Fuerza causada por un desequilibrio de presión debido a un diferencial de altura de agua en los lados opuestos de una estructura o elemento estructural.

Parcialmente sumergido

$$F_h = \frac{1}{2} \gamma b d^2$$

$$y = \frac{1}{3} d$$

Totalmente sumergido

$$F_h = \frac{1}{2} \gamma b h_w (2d - h_w)$$

$$y = \frac{1}{3} h_w \left[\frac{3d - 2h_w}{2d - h_w} \right]$$

ii. Fuerza Boyante

Fuerza de levantamiento vertical sobre una estructura, causada por su inmersión parcial o total.

$$F_B = \gamma V_d$$

b. Fuerzas Hidrodinámicas.

Incluyen fuerzas laterales debidas a la presencia de un flujo de fluido en movimiento alrededor de la estructura. Incluyen la fuerza de arrastre propiamente tal, fuerzas impulsivas debidas al impacto del frente de ola y la fuerza de impacto de objetos flotantes.

i. Fuerza de Arrastre

Fuerza ejercida sobre un objeto causada por la velocidad del flujo.

$$F_d = \frac{1}{2} \rho C_d b (du^2)_{max}$$

$$(du^2)_{max} = gR^2 \left(0.125 - 0.235 \frac{z}{R} + 0.11 \left(\frac{z}{R} \right)^2 \right)$$

$y = \text{centroide área proyectada}$

ii. Fuerzas de Impacto del frente de Olas

Fuerza ejercida sobre una estructura causada por un frente de agua que choca contra ésta.

Frente de ola no rompiente

$$F_I = 1.5F_d$$

$y = \text{centroide área proyectada}$

iii. Fuerzas de Impacto por Objetos Flotantes

Fuerza ejercida sobre una estructura causada por escombros tales como madera flotante, pequeñas embarcaciones, partes de edificaciones, etc., al chocar con ésta. Esta fuerza

actúa en forma local en el elemento expuesto. Esta única carga concentrada actúa horizontalmente al nivel de la cota de inundación o en cualquier punto por debajo de ella y es igual a la fuerza del impacto producido por escombros de 500 kg de masa que viajan a la velocidad del agua de la inundación y actúa sobre una superficie de 0.1 m² de la cara de la estructura, donde se asume se produzca el impacto.

La fuerza de choque se aplicará al material estructural en el lugar más crítico o vulnerable determinado por el diseñador. Se supone que la velocidad del cuerpo va de U_b a cero durante un intervalo de tiempo finito (Δt) pequeño para que la siguiente aproximación sea válida:

$$F_{IF} = 500kg \times \left(\frac{U_b}{\Delta t}\right)$$

Δt = intervalo de tiempo durante el cual ocurre el impacto.

Para madera como material estructural de la construcción, suponga $\Delta t = 1$ segundo. Si el material estructural de las construcciones es concreto armado, use $\Delta t = 0.1$ segundos y acero como material de construcción estructural use $\Delta t = 0.5$ segundos.

iv. Fuerzas de Apilamiento por Objetos Flotantes

La acumulación de objetos flotantes puede inducir una sobrecarga sobre los elementos estructurales, la cual se calcula como una modificación de la fuerza calculada en b.1. y se adiciona a los cálculos.

$$F_{dd} = \frac{1}{2} \rho C_d B_d (du^2)_{max}$$

$$y = d$$

$$(du^2)_{max} = gR^2 \left(0.125 - 0.235 \frac{z}{R} + 0.11 \left(\frac{z}{R} \right)^2 \right)$$

v. Fuerzas Hidrodinámicas Verticales

Incluyen fuerzas verticales asociadas a sobrecargas producto del atrapamiento de la ola en espacios confinados y fluido atrapado, resultando en presión vertical sobre elementos tales como losas.

○ Fuerzas de levantamiento.

Fuerza vertical asociada a sobrecargas producto del atrapamiento de la ola en espacios confinados y al flujo de momentum vertical.

$$F_u = \frac{1}{2} \rho C_u A_f (u \tan \alpha)^2$$

○ Fuerzas de Sobrecarga Gravitacional

Fuerza vertical asociada a sobrecargas producto del atrapamiento de fluido en la estructura, que aumenta el peso aparente de la estructura. Su acción es vertical en el sentido de la gravedad y se puede calcular por unidad de área. Notar que esta acumulación de fluido también genera una carga hidrostática sobre los elementos verticales que proveen el confinamiento.

$$f_{sg} = \gamma h_t$$

2.2.3.2 FEMA P-646 (2012) “Guías para el Diseño de Estructuras de Evacuación Vertical en caso de Tsunami”

El código FEMA P-646 se llevó a cabo para satisfacer la necesidad de guías sobre cómo construir estructuras capaces de resistir las fuerzas extremas del sismo y/o un tsunami. Su objetivo principal es salvaguardar la mayor cantidad de personas ante un evento tsunamigénico mediante estructuras de concreto armado que tengan una altura superior al nivel de inundación y que estén ubicadas geográficamente en zonas estratégicas para la evacuación vertical.

Para proveer refugio en caso de inundaciones por tsunami, las soluciones de evacuación vertical deben ser capaces de recibir un gran número de personas en poco tiempo y llevarlos eficientemente a las áreas de refugio situadas sobre el nivel de inundación. Las áreas posibles de evacuación vertical pueden incluir áreas de terreno natural elevadas, áreas de terreno artificial, estructuras nuevas diseñadas específicamente para soportar el tsunami o estructuras existentes que demuestren tener fortaleza para resistir los efectos de tsunami esperados.

Los sistemas no estructurales ubicados en niveles bajo la cota de inundación deben considerarse como una pérdida total si se considera el diseño por tsunami. Si se requiere que el edificio se mantenga funcional en caso de desastre, la pérdida de los muros en los niveles bajos y otros sistemas no estructurales deben considerarse en el diseño de la estructura.

Los estudios de daños históricos en edificios existentes indican que muchas estructuras no diseñadas específicamente para resistir cargas de tsunami pueden resistir la inundación y proveer áreas de refugio. Es posible que algunas estructuras existentes puedan servir como estructuras de evacuación vertical o que puedan modificarse para hacerlas resistentes a tsunamis. Una evaluación estructural del uso y de las posibles vulnerabilidades estructurales es necesario para determinar si un edificio existente puede ser utilizado como estructura de evacuación vertical.

2.2.3.2.1 Criterios de Diseño Estructural

2.2.3.2.1.1 Cargas de Tsunami

i. Fuerzas Hidrostáticas

Las fuerzas hidrostáticas ocurren cuando el agua en reposo o con poco movimiento se encuentra con una estructura o un componente estructural. Esta fuerza siempre actúa

perpendicularmente a la superficie del componente de interés. La fuerza es causada por un desbalance en la presión debido a la diferencia en los niveles de agua los lados opuestos de la estructura o componente estructural. Las fuerzas hidrostáticas pueden no ser relevantes en estructuras de ancho limitado, alrededor de las cuales el agua puede fluir y llenar en todos sus lados. Las fuerzas hidrostáticas usualmente son importantes para estructuras largas como paredes marinas y diques, o para la evaluación de un muro individual donde el nivel de agua en un lado difiere sustancialmente del otro.

Las fuerzas hidrostáticas y boyantes deben ser calculadas cuando el primer nivel de un edificio es a prueba de agua, o está lo suficientemente aislado y sellado para prevenir o retener la entrada de agua. En este caso, la fuerza hidrostática debe ser evaluada para los muros individuales. La fuerza hidrostática horizontal sobre un área del muro puede calcularse utilizando la siguiente ecuación:

$$F_h = P_c A_w = \frac{1}{2} \rho_s g b h_{max}^2$$

Dónde:

F_h = fuerza hidrostática en una pared por unidad de ancho (N/m).

P_c = presión hidrostática (N).

A_w = área mojada de la pared (m²).

b = ancho de la pared (m).

ρ_s = densidad del fluido incluyendo sedimentos (1100 kg/m³).

g = aceleración gravitacional (9.81 m/s²).

h_{max} = altura del agua por encima de la base de la pared en la estructura (m).

Si el muro con altura h_w está completamente sumergido, entonces la fuerza hidrostática horizontal puede calcularse con la siguiente ecuación:

$$F_h = P_c A_w = \rho_s g \left(h_{max} - \frac{h_w}{2} \right) b h_w$$

Dónde:

F_h = fuerza hidrostática en una pared por unidad de ancho (N/m).

P_c = presión hidrostática (N).

A_w = área mojada del panel (m^2).

b = ancho de la pared (m).

ρ_s = densidad del fluido incluyendo sedimentos (1100 kg/m^3).

g = aceleración gravitacional (9.81 m/s^2).

h_w = altura de la pared (m).

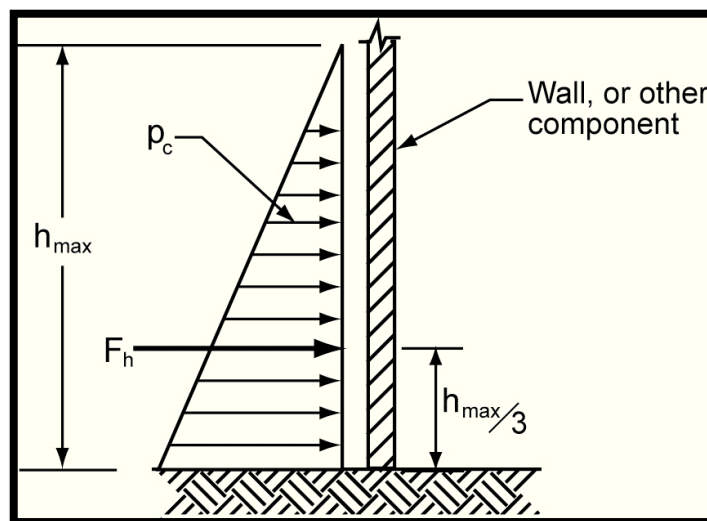
$h_{\max} = R - z_w$

$R = 1.3 R^*$ (m).

R^* = elevación máxima del alcance del tsunami tomada como la elevación máxima de inundación estimada en la estructura basada en un modelo de simulación numérica detallado, o la elevación del suelo en la penetración máxima del tsunami de los mapas de inundación del tsunami disponible (m).

z_w = cota medida desde el nivel medio del mar hasta el nivel del terreno natural donde está ubicada la edificación (m).

Imagen N° 167 Distribución de la fuerza de hidrostática y ubicación de la resultante.



Fuente. FEMA P-646 (2012)

ii. Fuerzas Boyantes.

Las fuerzas boyantes o hidrostáticas verticales actuarán verticalmente a través del centroide del volumen desplazado en una estructura o componente estructural sujeto a sumersión parcial o total. La fuerza boyante total es igual al peso del agua desplazada. Las fuerzas boyantes sobre los componentes deben ser resistidas por el peso del componente y cualquier fuerza opuesta

que resista a la flotación. Las fuerzas boyantes son de importancia en estructuras que tienen poca resistencia a las fuerzas ascendentes (Ejemplo: edificios livianos con estructuras de madera, sótanos, tanques vacíos sobre y bajo el nivel del terreno, piscinas, componentes diseñados para cargas de gravedad).

Para una estructura a prueba de agua, la fuerza boyante total es dado por:

$$F_b = \rho_s g V$$

Dónde:

F_b = fuerza boyante o de levantamiento (N).

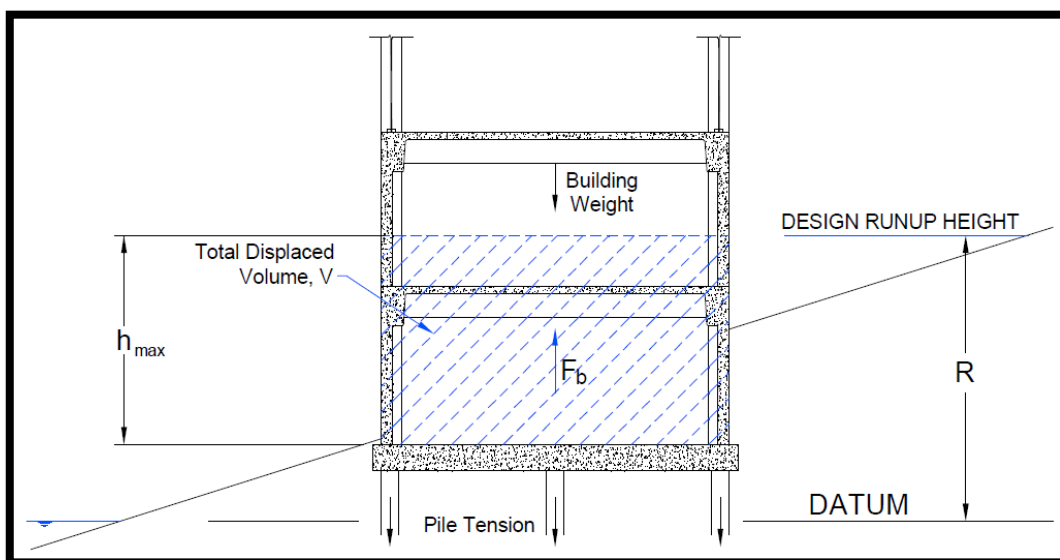
ρ_s = densidad del fluido (1100 kg/m³).

g = aceleración gravitacional (9.81 m/s²).

V = volumen de agua desplazada (m³).

Si el peso del edificio no es suficiente para resistir las fuerzas boyantes, pueden usarse pilotes de tensión para aumentar la resistencia a la flotación, pero debe considerarse la reducción en la fricción de los pilotes debido a la socavación alrededor de estos.

Imagen N° 168 Fuerzas boyantes sobre un edificio.



Fuente. FEMA P-646 (2012)

iii. Fuerzas Hidrodinámicas.

Cuando el agua fluye alrededor de una estructura, las fuerzas hidrodinámicas serán aplicadas sobre ésta y sobre sus componentes estructurales individuales. Estas fuerzas son provocadas por el flujo del agua moviéndose a velocidades moderadas a rápidas y son una función de la densidad del fluido, la velocidad del flujo y la geometría de la estructura. También conocidas como fuerzas de arrastre, son una combinación de las fuerzas laterales causadas por las fuerzas de presión de la masa de agua en movimiento y las fuerzas de fricción generadas del agua al fluir alrededor de la estructura o componente.

Las fuerzas hidrodinámicas pueden ser calculadas usando la siguiente ecuación:

$$F_d = \frac{1}{2} \rho_s C_d B (hu^2)_{max}$$

Dónde:

F_d = fuerzas hidrodinámicas (N).

C_d = coeficiente de arrastre (valor recomendado = 2.0).

B = ancho de la estructura en el plano normal a la dirección del flujo (m).

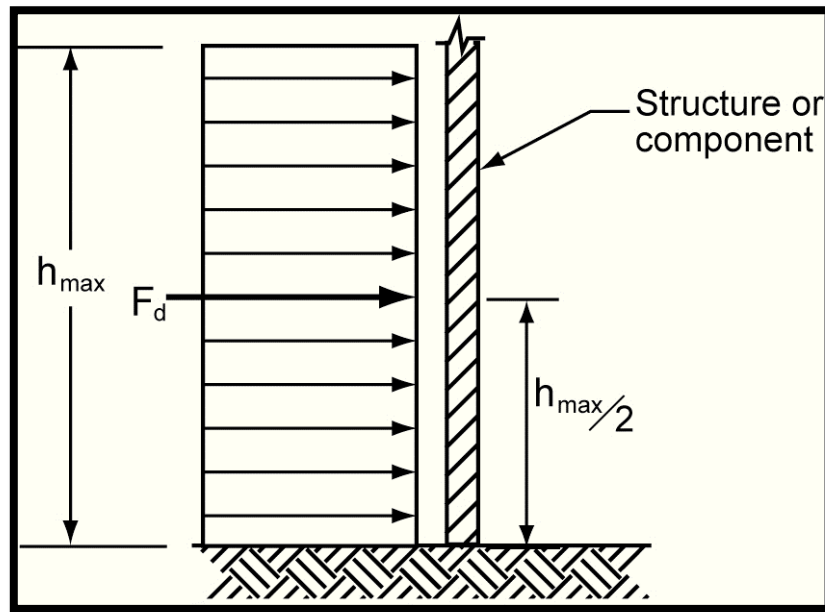
ρ_s = densidad del fluido incluyendo sedimentos (1100 kg/m³).

u = velocidad normal del flujo en la estructura (m/s).

h = profundidad del flujo (m)

La fuerza hidrodinámica resultante se aplica aproximadamente en el centroide de la superficie mojada del componente, como se muestra en la imagen.

Imagen N° 169 Distribución de la fuerza hidrodinámica y ubicación de la resultante.



Fuente. FEMA P-646 (2012)

La combinación hu^2 representa al flujo de momento por unidad de masa por unidad de ancho. Nótese que $(hu^2)_{max}$ no es igual a $h_{max}u_{max}^2$. La profundidad máxima del flujo h_{max} y la velocidad máxima del flujo u_{max} en un lugar en particular, no pueden ser simultáneas. Las fuerzas hidrodinámicas deben basarse en el parámetro $(hu^2)_{max}$ el cual es el flujo de momento máximo por unidad de masa que ocurre en el lugar en cualquier momento durante el tsunami.

El valor máximo de hu^2 puede obtenerse mediante un modelo de simulación numérica detallada o adquiriendo información de simulaciones existentes. El modelo numérico en la zona de alcance debe aplicarse con un tamaño de gráfica muy fina para asegurar la exactitud adecuada en el pronóstico de hu^2 .

El valor de $(hu^2)_{max}$ puede estimarse ampliamente usando la siguiente ecuación:

$$(hu^2)_{max} = gR^2(0.125 - 0.235 \frac{z}{R} + 0.11 \left(\frac{z}{R}\right)^2)$$

Dónde:

g = aceleración gravitacional (9.81 m/s²).

z = cota medida desde el nivel medio del mar hasta el nivel del terreno natural donde está ubicada la edificación (m).

R = $1.3 R^*$ (m).

R^* = elevación máxima del alcance del tsunami tomada como la elevación máxima de inundación estimada en la estructura basada en un modelo de simulación numérica detallado, o la elevación del suelo en la penetración máxima del tsunami de los mapas de inundación del tsunami disponible (m).

iv. Fuerzas Impulsivas.

Las fuerzas impulsivas son causadas por el filo frontal de una marejada al impactar una estructura. Ramsden (1993) llevó a cabo experimentos comprensivos sobre las fuerzas impulsivas. Los datos de laboratorio no muestran ninguna fuerza significativa de impacto inicial (fuerza impulsiva) en marejadas sobre terreno seco, pero se observa un sobre-impulso en las olas de macareo que ocurren en áreas que ya están inundadas. Esta excedencia máxima es aproximadamente 1.5 veces la fuerza hidrodinámica subsiguiente, en consistencia con los datos de laboratorio independientes obtenidos por Arnason (2005).

Si la zona de alcance ha sido inundada por una ola de tsunami anterior, las olas subsiguientes podrían impactar los edificios en forma de una ola de macareo. Dado que las cargas de la ola de macareo subsiguientes son mayores que el impacto de la marejada inicial sobre terreno seco, estas marejadas pueden no ser críticas.

De manera conservadora se recomienda que las fuerzas impulsivas se tomen como 1.5 veces la fuerza hidrodinámica, como se muestra en la siguiente ecuación:

$$F_s = 1.5F_d$$

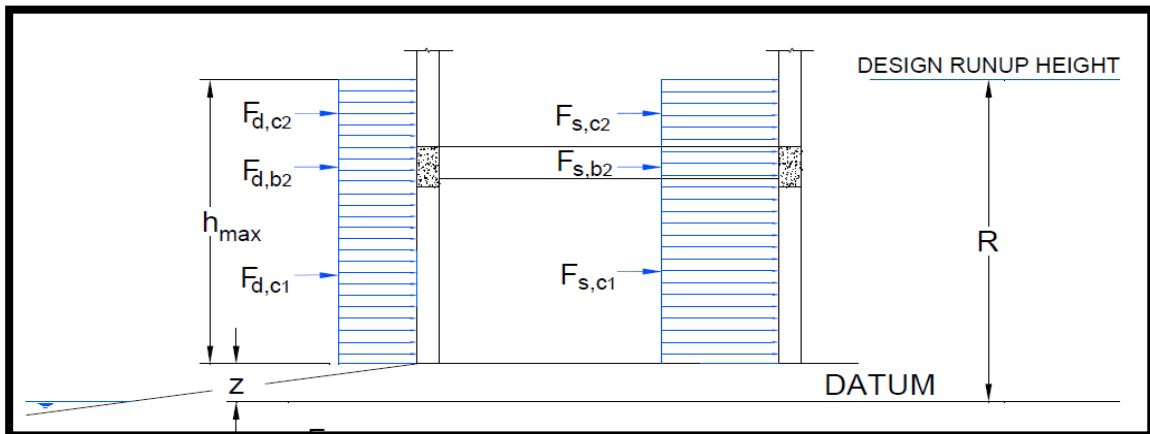
Dónde:

F_s = Fuerza de impulso (N).

F_d = Fuerza hidrodinámica (N).

Las fuerzas impulsivas actuarán sobre los componentes estructurales en el filo frontal de la ola de macareo del tsunami, mientras que las fuerzas hidrodinámicas actuarán sobre los componentes que ya han sido impactados por el filo frontal inicial.

Imagen N° 170 Fuerzas hidrodinámicas e impulsivas actuando sobre los componentes de un edificio.



Fuente. FEMA P-646 (2012)

v. Fuerzas de Impacto por Escombros.

Las fuerzas de impacto por escombros en el agua (madera flotante, troncos, botes, contenedores de carga, automóviles, edificios, etc.) pueden ser una causa dominante de daños contra edificios. Desafortunadamente, es difícil estimar estas fuerzas con exactitud.

La fuerza de impacto de los escombros puede estimarse usando la siguiente ecuación:

$$F_i = 1.3u_{max}\sqrt{km_d(1 + c)}$$

Dónde:

F_i = Fuerza del impacto (N).

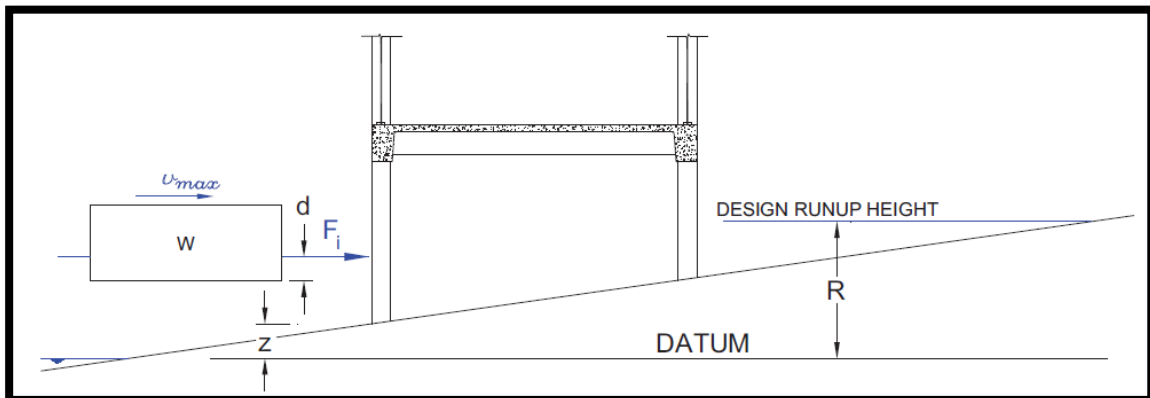
u_{max} = velocidad del objeto por medio de la inundación (m/s).

k = rigidez efectiva neta de los escombros que afectan a los elementos estructurales por el impacto combinado.

m_d = masa de los escombros (kg).

c = coeficiente de masa hidrodinámica que representa el efecto del fluido en movimiento con los escombros (Ver Tabla N° 11).

Imagen N° 171 Fuerzas hidrodinámicas e impulsivas actuando sobre los componentes de un edificio.



Fuente. FEMA P-646 (2012)

Las fuerzas de impacto por escombros deben evaluarse considerando la ubicación de la estructura de evacuación vertical y los escombros potenciales en los alrededores. Por ejemplo, es probable que los escombros flotantes consistan primordialmente en maderas, troncos y pilares de muelles para comunidades más costeras, mientras que, para áreas portuarias grandes, los escombros pueden ser contenedores de carga.

Tabla N° 08 Coeficiente de masa y rigidez de escombros.

Tipo de Escombros	Masa (kg)	Coeficiente de masa hidrodinámica	Rigidez de escombros (kma) en N/m
Madera – orientado longitudinalmente	450	0	2.4×10^6
Contenedor estándar de 6 metros – orientado longitudinalmente	2200 (vacío)	0.30	85×10^6
Contenedor estándar de 6 metros – orientado transversalmente	2200 (vacío)	1.00	80×10^6
Contenedor pesado de 6 metros – orientado longitudinalmente	2400 (vacío)	0.30	93×10^6
Contenedor pesado de 6 metros - orientado transversalmente	2400 (vacío)	1.00	87×10^6

Contenedor estándar de 12 metros – orientado longitudinalmente	3800 (vacío)	0.20	60 x 10 ⁶
Contenedor estándar de 12 metros – orientado transversalmente	3800 (vacío)	1.00	40 x 10 ⁶

Fuente. Peterson and Naito, 2012

La magnitud de la fuerza de impacto por escombros depende de la masa y la velocidad. Los escombros más pequeños y livianos con poco o ningún calado viajan a velocidades más altas que los escombros más grandes y pesados que requieren más profundidad para flotar. El uso de la velocidad máxima de flujo sin considerar la profundidad requerida para que los escombros grandes floten sería innecesariamente conservador. La velocidad máxima de flujo apropiada u_{max} para una profundidad de flujo dada puede obtenerse mediante una simulación numérica detallada o adquiriendo información de simulaciones existentes. Debe notarse, sin embargo, que las predicciones numéricas de velocidades de flujo son menos exactas que las predicciones de profundidad de inundación y que el tamaño de la gráfica para las simulaciones numéricas en la zona de alcance de tsunami debe ser muy fina para poder obtener suficiente exactitud en las predicciones de velocidad.

Cuando no hay disponibilidad de un modelo de simulación numérica apropiada, la velocidad máxima del flujo que lleva madera o troncos (esencialmente sin calado) puede estimarse utilizando la solución analítica para el alcance del tsunami en una playa inclinada uniformemente sin ninguna variación topográfica, dada por la siguiente ecuación:

$$u_{max} = \sqrt{2gR\left(1 - \frac{z}{R}\right)}$$

Dónde:

u_{max} = velocidad del objeto por medio de la inundación (m/s).

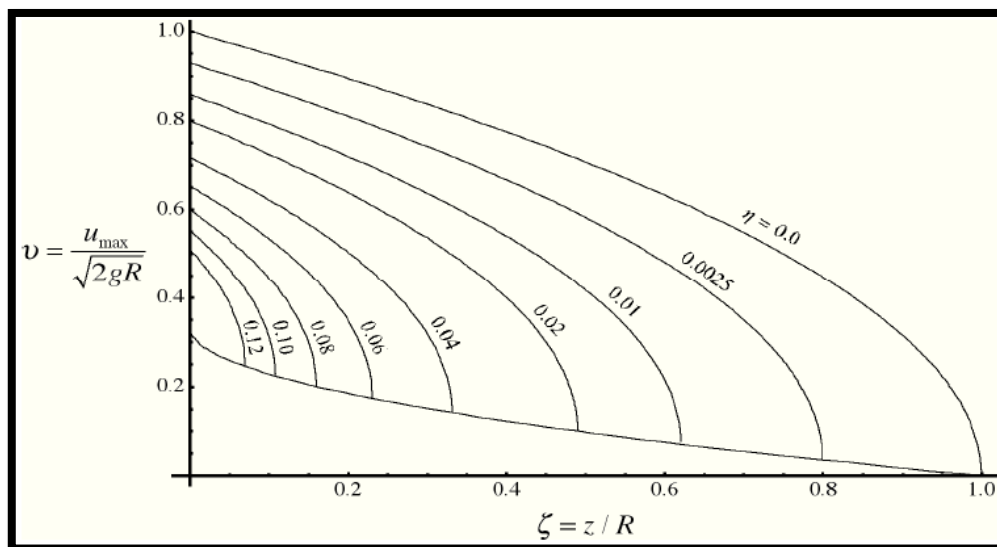
g = aceleración gravitacional (9.81 m/s²).

R = 1.3 R^* (m).

R^* = elevación de inundación máxima en la estructura de un modelo de simulación numérica, o la elevación del runup en la penetración máxima horizontal del tsunami de mapas de inundación de tsunamis disponibles (m).

z = elevación de la base de la estructura (m).

Imagen N° 172 Velocidad máxima del flujo con profundidad “d” a la elevación del suelo “z” y con elevación máxima de alcance, R. La curva inferior representa el límite más bajo de la velocidad máxima de flujo.



Fuente. FEMA P-646 (2012)

Basado en la curva apropiada para d/R y la razón entre la elevación de la estructura relativa y la elevación del alcance de diseño (z/R), en la Imagen N° 163 proveerá un estimado para la velocidad máxima del flujo. Debe entenderse que la Imagen N° 163 está basada en una solución analítica para un alcance de tsunami en una playa de inclinación uniforme, sin variación topográfica lateral y sin fricción. Los valores calculados pueden diferir de las velocidades reales, así que debe considerarse la evaluación y juicio de ingeniería adicional.

vi. Formación de Diques por Escombros en el Agua.

La formación de diques por la acumulación de escombros en el agua puede ser tratada como una fuerza hidrodinámica aumentada por el ancho del dique contra el frente de la estructura.

$$F_{dm} = \frac{1}{2} \rho_s C_d B_d (hu^2)_{max}$$

$$(hu^2)_{max} = gR^2(0.125 - 0.235 \frac{z}{R} + 0.11 \left(\frac{z}{R}\right)^2)$$

Dónde:

F_{dm} = fuerza por acumulación de escombros (N).

ρ_s = densidad del fluido incluyendo material flotante (1100 kg/m³).

C_d = coeficiente de arrastre (valor recomendado = 2.0).

B_d = ancho del dique formado por la acumulación de escombros (m).

h = profundidad de la inundación, medida desde la altura de inundación máxima hasta el terreno natural donde está ubicada la edificación (m).

g = aceleración gravitacional (9.81 m/s²).

z = cota medida desde el nivel medio del mar hasta el nivel del terreno natural donde está ubicada la edificación (m).

R = 1.3 R^* (m).

R^* = elevación de inundación máxima en la estructura de un modelo de simulación numérica, o la elevación del run-up (cota de inundación) medida desde el nivel medio del mar hasta la altura máxima de inundación en la zona de interés (m).

Se debe asumir que la fuerza del dique formado por escombros, F_{dm} , actuará como una carga uniformemente distribuida a lo largo del dique de escombros. Esta fuerza debe asignarse a cada componente estructural que resiste el dique por un ancho tributario apropiado y distribuida uniformemente sobre la altura sumergida. Se recomienda un ancho de dique de escombros mínimo de $B_d = 12$ metros, representando un contenedor de carga o una masa de madera flotante. Los efectos de la formación de diques deben evaluarse en varios lugares de la estructura para determinar el más crítico.

vii. Fuerzas de Levantamiento en Entrepisos

Las fuerzas de levantamiento serán aplicadas a los pisos de un edificio que estén sumergidos por la inundación de tsunami. En adición al diseño para cargas de gravedad, estos pisos sumergidos deben estar diseñados para resistir las fuerzas de levantamiento debido a la flotación y a las fuerzas hidrodinámicas. Al calcular las fuerzas boyantes sobre un área del piso, debe considerarse el posible aumento en la flotación debido al volumen del agua desplazado por el aire atrapado bajo los elementos de confinamiento del piso. Además, los muros exteriores en el

nivel superior impedirán el paso del agua hasta que la presión hidrostática aplicada exceda su resistencia lateral. Esto puede aumentar significativamente el volumen de agua desplazada, contribuyendo a la flotación.

Las fuerzas boyante ascendente total ejercida sobre un piso puede estimarse mediante la siguiente ecuación:

$$F_b = \rho_s g A_f h_b$$

Dónde:

F_b = fuerza de levantamiento (N)

ρ_s = densidad del fluido incluyendo sedimentos (1100 kg/m³)

g = aceleración gravitacional (9.81 m/s²)

A_f = área del piso (m²)

h_b = altura de agua desplazada por el piso, incluyendo el aire atrapado (m)

2.2.3.2.1.2 Combinaciones de Carga de Tsunami

No todos los efectos de cargas de tsunami ocurrirán simultáneamente, no todos afectarán un solo elemento estructural a la misma vez. Las fuerzas de tsunami que actuarán sobre la estructura completa y sobre los componentes estructurales deben calcularse de acuerdo a las combinaciones que se mencionarán posteriormente. Las fuerzas de resultantes (Ts) deben entonces combinarse con los efectos de carga gravitacional usando las siguientes Combinaciones de Cargas de Diseño:

Combinación de Carga 1: $1.2D + 1.0T_s + 1.0L_{REF} + 0.25L$

Combinación de Carga 2: $0.9D + 1.0T_s$

Donde:

D = Efecto de Carga Muerte.

T_s = Efecto de Carga de Tsunami.

L_{REF} = Efecto de Carga Viva sobre el área de Refugio (Carga de Agrupación).

L = Efecto de Carga Viva fuera del Área de Refugio.

El factor sin mayorar para carga de tsunami es 1.0 por las siguientes razones:

- i. Se anticipa que el nivel de peligro del tsunami corresponde al Tsunami Máximo Considerado será consistente con un periodo de retorno de 2500 años asociados con un Sismo Máximo Considerado usado en el diseño sísmico.
- ii. La varianza potencial en las elevaciones del alcance del tsunami se considera explícitamente mediante la aplicación de un aumento del 30% en las elevaciones de alcance utilizadas para el cálculo de fuerzas.
- iii. El diseño para las fuerzas del tsunami solo se considera las respuestas elásticas de los elementos estructurales sin consideración a la respuesta inelástica y factores reductores de fuerzas correspondientes (como en el diseño sísmico).

La Combinación de Carga 1 considera que el área de refugio de una estructura de evacuación vertical estará completamente cargada con una carga viva de agrupación. La carga viva de agrupación representa un límite máximo práctico para la densidad máxima de los evacuados en el área de refugio. En combinación con la inundación del tsunami, se espera que todas las áreas del piso experimenten una carga viva reducida al 25% de la carga viva de diseño. Esta carga viva reducida es consistente con las reducciones de carga viva usadas en combinación con las fuerzas del sismo. Cuando los efectos de las cargas de gravedad están en oposición a los efectos de la carga del tsunami, se aplicará la Combinación 2.

No se considera que las cargas sísmicas actúen en combinación con las cargas de tsunami. Aunque es posible que ocurran réplicas, la probabilidad de que éstas sean equivalentes en tamaño al sismo del diseño y que ocurrieran al mismo tiempo que la inundación del tsunami es muy baja.

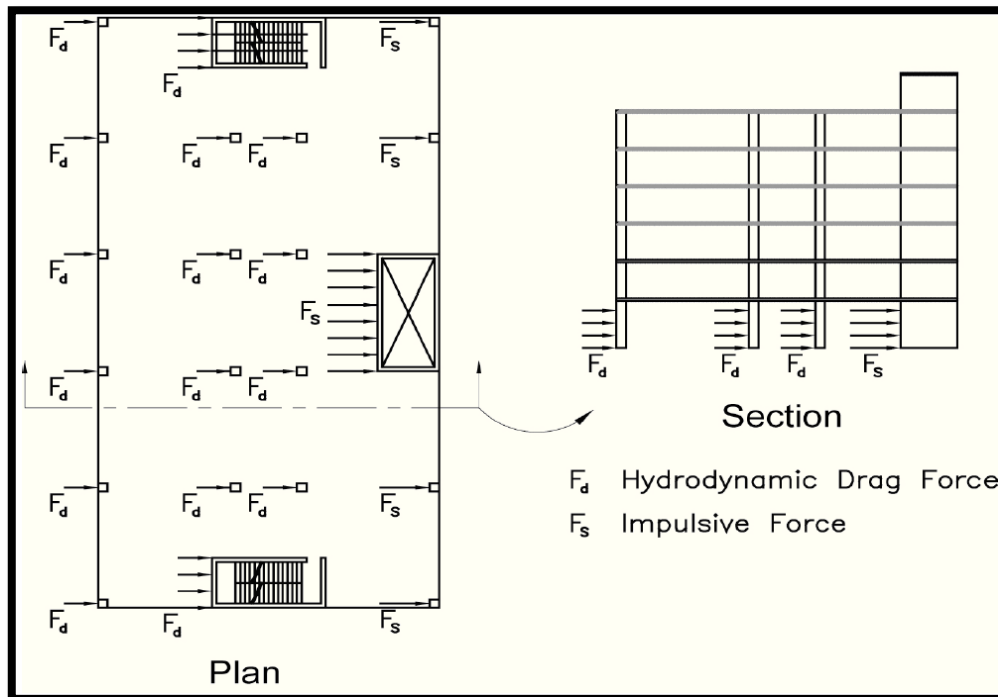
2.2.3.2.1.2.1 Combinaciones de Carga de Tsunami en la Estructura Completa

Las fuerzas de tsunami sobre la estructura completa se combinan de la siguiente manera:

- i. El levantamiento debido a la flotación, F_b , con el levantamiento hidrodinámico, F_u , tienen el efecto de reducir el peso total de una estructura, lo que puede perjudicar severamente a la resistencia del edificio. La flotación y el levantamiento debe considerarse en todas las combinaciones de carga.

- ii. Las fuerzas de impulso, F_s , son cargas de corta duración causadas por el filo frontal que una marejada incide sobre una estructura. Al pasar la marejada a través de la estructura, las fuerzas de impulso se les aplicarán a todos los componentes de manera secuencial, no simultánea. Una vez que el filo frontal de la marejada pase un componente estructural, este ya no experimentará fuerzas de impulso, sino fuerzas hidrodinámicas de arrastre, F_d . La fuerza hidrodinámica horizontal total sobre una estructura será entonces una combinación de las fuerzas de impulso sobre los componentes en el filo frontal de la marejada y las fuerzas de arrastre en todos los componentes previamente sumergidos detrás del filo frontal. En la siguiente imagen se demuestra como esta combinación se aplicaría a un edificio de múltiples columnas y muros cortantes. La carga lateral en el peor de los casos posiblemente ocurra cuando el filo frontal de la marejada alcance los últimos componentes estructurales del edificio.

Imagen N° 173 Fuerzas impulsivas y de arrastre aplicadas a un edificio.

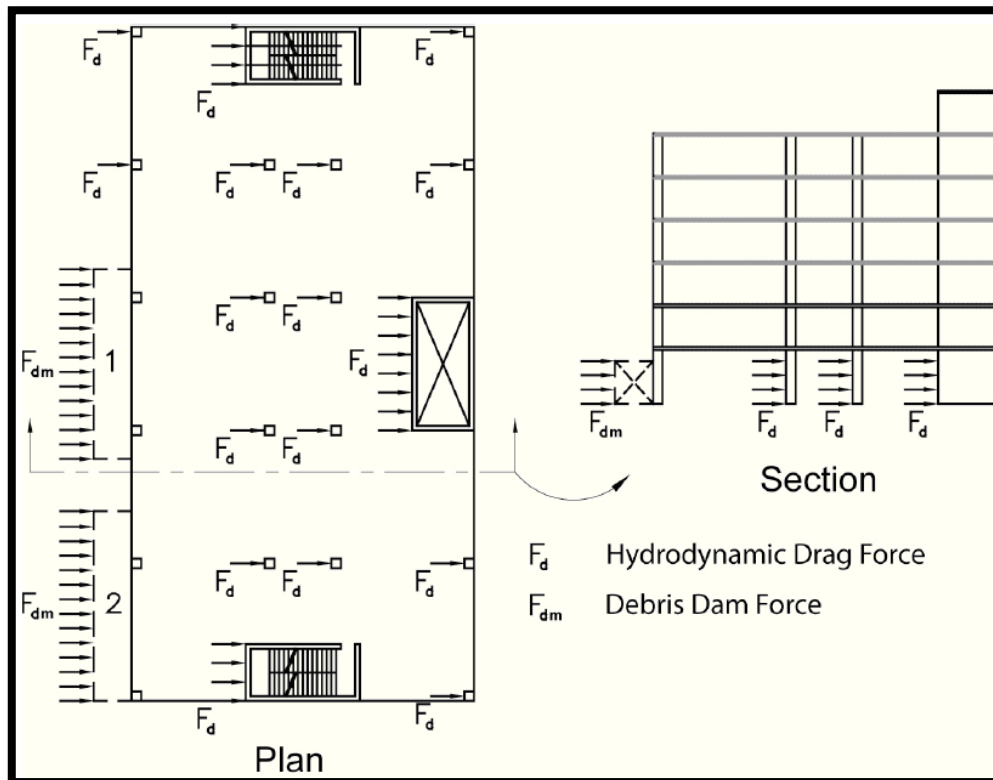


Fuente. FEMA P-646 (2012)

iii. Las fuerzas de impacto por escombros, F_i , son cargas de corta duración causadas por el impacto de objetos flotantes de gran tamaño contra componentes estructurales individuales. Dado a que los objetos flotantes no son cargados por el filo frontal de la murejada, el efecto del impacto de los escombros se combina con las fuerzas hidrodinámicas de arrastre, F_s . Aunque muchos objetos flotantes pueden impactar un edificio durante un evento de tsunami, la probabilidad de dos o más impactos simultáneos se considera pequeña. Entonces, solo debe considerarse la ocurrencia de un impacto en cualquier momento. Los componentes estructurales individuales y la estructura completa deben estar diseñados para resistir la fuerza de impacto en combinación con otras cargas (excepto fuerzas de impulso).

iv. La formación de diques por escombros tiene el efecto de aumentar el área expuesta a cargas hidrodinámicas. La fuerza de la formación de diques, F_{dm} , debe considerarse que actúa sobre el lugar más perjudicial de la estructura, mientras que las fuerzas hidrodinámicas actúan sobre los otros componentes de la estructura. En la siguiente imagen muestra los lugares típicos donde ocurre la formación de diques que deben considerarse junto a las fuerzas de arrastre en los otros componentes estructurales sumergidos.

Imagen N° 174 Fuerzas de dique por escombros y de arrastre aplicadas a un edificio.



Fuente. FEMA P-646 (2012)

v. Los muros separables no forman parte de la estructura del edificio y tienen el propósito de fallar bajo cargas laterales específicas. Si los muros de los niveles inferiores se diseñan como muros separables, la carga lateral máxima será la carga en la cual el muro falle al igual que los elementos estructurales que aguantan estos muros.

vi. El diseño de losas de pisos resistentes a los posibles efectos del agua retenida, F_r , puede llevarse el diseño independientemente de las cargas laterales aplicadas en la estructura.

2.2.3.2.1.3 Combinaciones de Carga de Tsunami en Elementos Individuales de la Estructura

Las fuerzas de tsunami aplicadas en los elementos estructurales (vigas, muros y columnas) de la siguiente forma:

i. La fuerza de impulso, F_s , debido al filo frontal de la marejada de tsunami, se aplicará con hu^2 máximo.

ii. La fuerza hidrodinámica de arrastre, F_d , más el impacto de escombros, F_i , se aplicará en el lugar más crítico del elemento estructural con hu^2 máximo.

iii. La formación de diques por escombros, F_{dm} , debido a un dique de escombros de al menos 12 metros de ancho causando la más crítica carga posible sobre un componente con hu^2 máximo.

iv. Presión hidrostática, F_h , sobre muros que rodean áreas a prueba de agua de la estructura, se aplicará con h máximo.

Para el levantamiento de los elementos estructurales que confinan los pisos, deben considerarse las siguientes combinaciones:

v. La flotación, F_b , de los elementos de confinamiento de los pisos sumergidos incluyendo los efectos del aire atrapado de vigas o muros se aplicará con h máximo.

vi. Levantamiento hidrodinámico, F_u , debido al alza rápida del agua, se aplicará a la velocidad del flujo y a una profundidad igual a la altura inferior de los elementos estructurales que confinan el sistema de pisos, h_s .

vii. Caso de levantamiento máximo, se aplicará la carga más grande de las cargas antes mencionadas con una carga inerte de 90% y sin carga viva sobre el sistema de pisos que servirán para el diseño resistente a fallas de levantamiento de pisos y vigas.

Para cargas descendentes sobre elementos de confinamiento de pisos debido al agua retenida, debe considerarse la siguiente combinación de fuerzas:

viii. La carga descendente debida al agua retenida por los muros exteriores, f_r , combinada con una carga muerta al 100%

2.2.3.2.2 Consideraciones de Colapso Progresivo

El reducir la posibilidad para el colapso desproporcionado (progresivo) debido a la pérdida de uno o más componentes estructurales aumentará la posibilidad de que una estructura de evacuación vertical se mantenga en pie si una columna es severamente dañada por escombros

en el agua. La decisión de incluir consideraciones para el colapso progresivo en el diseño de una estructura en particular dependerá del lugar y de la naturaleza de los escombros que posiblemente impacten en la estructura. Debido a que existe el peligro potencial para causar un daño severo sobre un lugar en específico debido al impacto de escombros, se recomienda vehementemente el diseño preventivo para el colapso progresivo. En los Estados Unidos, los métodos de diseño para el colapso progresivo se incluyen en la estrategia de fuerza de amarre y la estrategia de columna ausente.

2.2.3.2.2.1 Estrategia del Departamento de Defensa

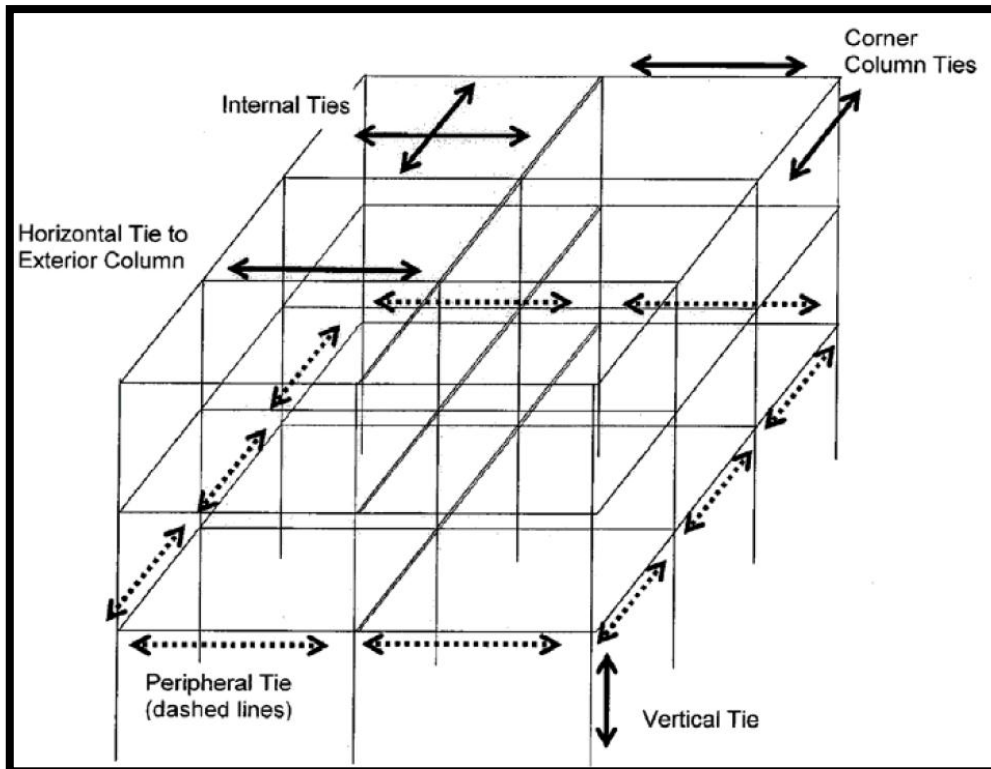
El Departamento de Defensa (DOD) ha adoptado una estrategia indirecta de fuerzas de amarre para trabajar con el colapso progresivo en el diseño de instalaciones utilizando el UFC 4-023-03 Diseño de Edificios para Resistir el Colapso Progresivo (DOD, 2009). Para la categoría de riesgo IV, el diseñador proporciona:

- i. Capacidad de fuerza de enlaces internas, perimetrales y verticales para que el edificio esté unido mecánicamente y mejorar el desarrollo de rutas de carga alternativas.
- ii. La resistencia local mejorada de los dos primeros niveles en el perímetro del edificio, con capacidades de flexión de columnas y muros incrementados por factores de 2 y 1.5, respectivamente, sobre la resistencia a la flexión de diseño determinada a partir del procedimiento de trayectoria de carga alternativa. Las capacidades de corte de estos elementos deben ser mayores que las capacidades de flexión. Para el diseño de las estructuras de evacuación vertical, se propone que estas medidas se apliquen a todos los niveles previstos para ser sumergidos por el tsunami, pero no menos que las dos primeras historias.
- iii. Ruta de carga alternativa para permitir que la estructura se puentee sobre elementos de carga vertical que se eliminan teóricamente de uno en uno a lo largo del exterior.

Los amarres en tensión en estructuras de concreto armado típicamente consisten en refuerzos de acero continuo en vigas, columnas, losas y muros, como muestra la Imagen N° 160. El refuerzo requerido para los amarres de tensión puede proveerse (total o parcialmente) mediante aceros ya medidos para resistir otras acciones, como el corte o la flexión mecánica. En muchos casos, la cantidad de acero provista para resistir las fuerzas gravitacionales y laterales para

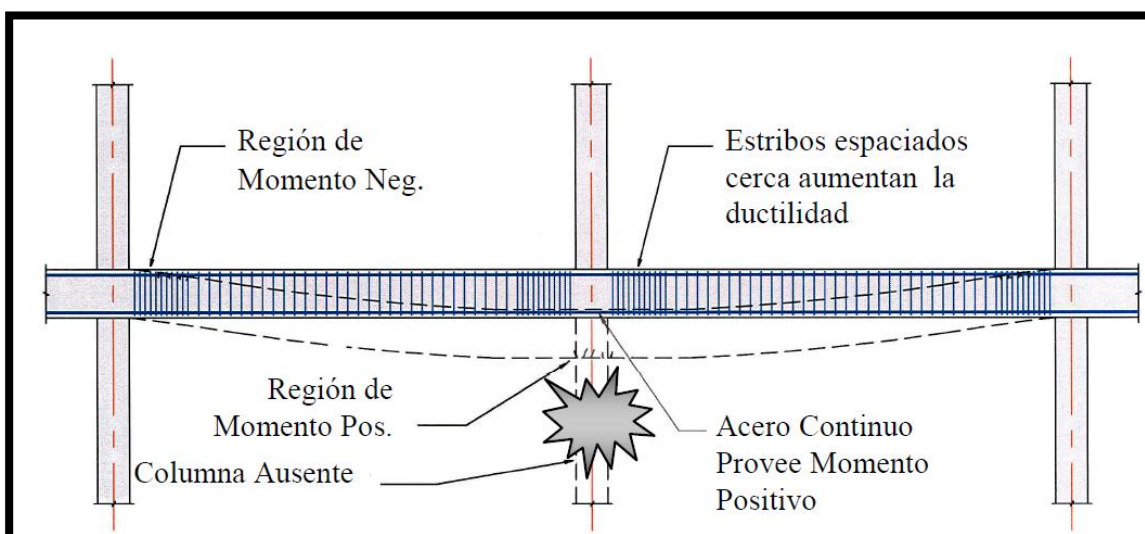
estructuras típicas de concreto armado es suficiente para desarrollar las fuerzas de amarre necesarias.

Imagen N° 175 Estrategia de Fuerza de Amarre en una estructura.



Fuente. FEMA P-646 (2012)

Imagen N° 176 Detalle de acero para evitar la pérdida de una columna de soporte.



Fuente. FEMA P-646 (2012)

Es razonable corroborar la conformidad de la fuerza de amarre luego de que la estructura es diseñada para cargas gravitacionales y laterales. Los amarres deben estar empalmados y anclados correctamente de manera que desarrollen toda su capacidad y funcionen de manera anticipada. El acero de refuerzo utilizado como amarres de tensión debe tener empalmes traslapados, soldados o unidos mecánicamente (Tipo 1 y Tipo 2) de acuerdo a ACI 318, Requisitos de Código de Construcción para Concreto Estructural (ACI, 2005). Los empalmes deben escalonarse y ubicarse lejos de uniones y zonas de tensiones altas.

El anclaje es crítico para el funcionamiento de los amarres, particularmente en casos donde la planta del edificio puede ser de una configuración irregular. El detalle sísmico debe utilizarse para anclar un amarre a otros amarres o a zonas finales (como los del perímetro del edificio). Esto incluye proveer ganchos sísmicos y longitudes de desarrollo sísmico, como se define en ACI 318.

2.2.3.2.2.2 Estrategia de la Columna Ausente

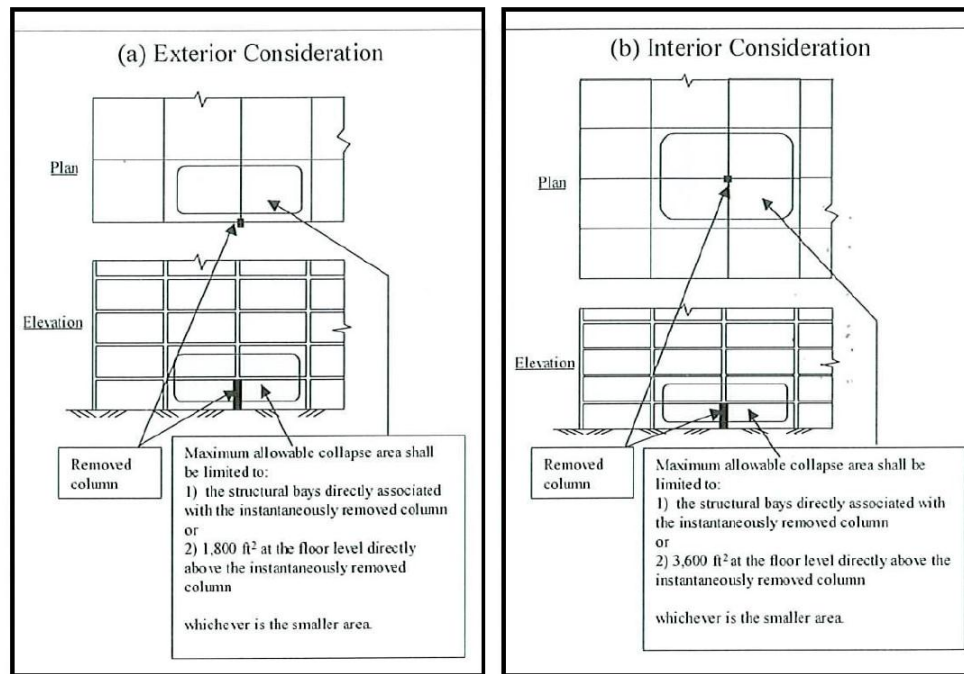
La estrategia de columna ausente de la Administración de Servicios Generales (GSA, en inglés) es una verificación independiente llevada a cabo sin la consideración de otras cargas. Este método se basa en el concepto de que la pérdida de una sola columna, en este caso por el impacto de escombros en el agua, no debe resultar en el colapso progresivo de los componentes estructurales cercanos.

Los criterios actuales de colapso progresivo se encuentran en la Guía de Análisis y Diseño de Colapso Progresivo para Nuevos Edificios Federales y Proyectos Mayores de Modernización (GSA, 2003). Como se ilustra en la Imagen N° 151, esta estrategia requiere la evaluación de que los componentes estructurales cercanos continúen aguantando las cargas de gravedad anticipadas en una serie de escenarios de columna ausente. Las cargas vivas sobre el edificio se reducen para simular las del momento en que falla la columna. En el caso de las estructuras de evacuación vertical, las cargas vivas completas del área de refugio deben considerarse mientras que las cargas vivas reducidas pueden considerarse en otros lugares del edificio.

El método de columna ausente utiliza conceptos de diseño plástico al evaluar la capacidad de los componentes estructurales cercanos para soportar las cargas gravitacionales, así que se permite algún daño como resultado de un escenario de columna ausente. Dado el que los escombros en el agua posiblemente impacten una columna exterior o de esquina, los escenarios

de columna ausente deben considerar la posible pérdida de una de las columnas exteriores. No se necesita considerar la pérdida de una columna interior.

Imagen N° 177 Estrategia de Columna Ausente.



Fuente. FEMA P-646 (2012)

2.2.3.2.3 Conceptos de Diseño Estructural y Consideraciones Adicionales

2.2.3.2.3.1 Cualidades de las Estructuras Resistentes a Tsunamis

La selección y configuración del sistema estructural, desde los cimientos hasta el techo de la azotea, pueden tener efecto significativo sobre la capacidad de resistencia de la estructura de evacuación vertical ante un tsunami, sismos o cargas eólicas. Muchos sistemas estructurales comunes pueden ser diseñados para resistir los efectos de las cargas del tsunami.

Las cualidades estructurales que han demostrado un buen comportamiento en tsunamis previos incluyen:

- i. Sistemas fuertes con capacidad de reserva para resistir fuerzas extremas.
- ii. Sistemas abiertos que permiten el flujo del agua con resistencia mínima.
- iii. Sistemas dúctiles que resisten las fuerzas extremas sin fallar.
- iv. Sistemas redundantes que pueden experimentar fallas parciales sin colapso progresivo.

Los sistemas que exhiben estos atributos incluyen sistemas de vigas y columnas de concreto armado, acero estructural y sistemas de muros cortantes de concreto armado.

2.2.3.2.3.2 Consideraciones Estructurales para los Efectos de las Cargas de Tsunami

El diseño de los cimientos debe considerar los efectos de la socavación y licuefacción. En muchos casos el soporte de los cimientos consistirá en cimientos profundas (pilotes). El diseño de pilotes debe considerar altas exigencias debido al arrastre descendiente y las fuerzas laterales adicionales. El levantamiento por flotación de toda la estructura necesita tomarse en consideración en el diseño de cimentaciones.

En el diseño de columnas para cargas laterales de tsunami debe llevarse a cabo bajo asumiendo un grado de fijeza en la base de la columna y en los entrepisos. La forma de la columna también es importante. Las columnas redondas se diseñarán con fuerzas de arrastre más bajas que con las cuadradas o rectangulares. Además, será menos probable el impacto total de los escombros en el agua sobre columnas redondas.

Si se utilizan muros cortantes, el plan de orientación de los muros es importante. Se recomienda que los muros cortantes se orienten paralelos a la dirección prevista del flujo del tsunami para reducir las fuerzas hidrodinámicas y el impacto de escombros asociados al flujo.

El diseño de muros de concreto armado para fuerzas de tsunami, debe considerar la carga completa sobre el muro incluyendo las fuerzas hidrodinámicas y de impacto que trabajan entre los niveles. En el diseño de vigas para fuerzas horizontales por tsunami se debe tomar en consideración el apoyo lateral brindado por la losa del piso. Las vigas aisladas deben diseñarse para el corte y flexión horizontal causados por las cargas de tsunami.

Para el diseño de las losas del piso se deben considerar los efectos de flotación y el levantamiento hidrodinámico, los que causará efectos de corte y flexión opuestos a los de las cargas gravitacionales. Aunque los primeros niveles de una estructura de evacuación vertical no tengan el propósito de usarse durante un tsunami, su falla podría resultar en el daño o colapso de las columnas que sirven de apoyo a los niveles superiores, incluyendo el área de refugio.

2.2.3.2.3.3 Conceptos de Diseño para la Socavación de la Cimentación

La socavación alrededor de los cimientos superficiales de la estructura puede llevar a la falla del elemento estructural apoyado. Los cimientos pueden diseñarse como pilotes hincados para evitar fallas. Sin embargo, deben poder resistir las cargas aplicadas luego de que la socavación haya expuesto el pilote.

Dames y Moore (1980) sugieren que la profundidad de la socavación está relacionada a la distancia de la orilla y el tipo de suelo. Como se indica en la Tabla N° 12, la profundidad de la socavación se estima como un porcentaje de la profundidad máxima del flujo, d .

Tabla N° 9 Profundidad Aproximada de Socavación como Porcentaje de la Profundidad del Flujo, d .

Tipo de Suelo	Profundidad de Socavación (% de d) (Distancia de la orilla < 90 metros)	Profundidad de Socavación (% de d) (Distancia de la orilla > 90 metros)
Arena Suelta	80	60
Arena Densa	50	35
Limo Suave	50	25
Limo Rígido	25	15
Arcilla Suave	25	15
Arcilla Rígida	10	5

Fuente. Dames y Moore (1980)

Observaciones después del tsunami del Océano Índico indican que la socavación puede ocurrir significativamente más lejos de los 90 m (aprox. 30 pies) de la orilla. Durante el tsunami de Japón, hubo observaciones donde las profundidades de socavación fueron de 10 a 13 pies (3 a 4 metros) en lugares de flujo de alta velocidad.

2.2.3.2.3.4 Conceptos de Muros Colapsables

Los muros portantes debajo de la cota de inundación del tsunami generan grandes cargas laterales para la estructura. Estos muros también pueden aumentar la posibilidad de socavación por las olas en las vigas de cimentación o pilotes. Los muros bajo la profundidad del flujo del tsunami pueden diseñarse como no estructurales para limitar las fuerzas hidrostáticas, de

flotación, hidrodinámicas y de impulso sobre el edificio. Los requisitos para los muros no estructurales se describen en FEMA 55 Manual de Construcción Costera (FEMA, 2005).

De acuerdo con el estándar de ASCE/SEI 24-05 Diseño y Construcción Resistente a Inundaciones (ASCE, 2006a) los muros, particiones y conexiones de la estructura que tienen el propósito de separarse estarán diseñados para resistir de las siguientes cargas la más alta de las que actúan perpendicularmente al plano del muro:

- i. La carga eólica especificada en el Estándar de ASCE/SEI 7-05 Cargas Mínimas de Diseño para Edificios y Otras Estructuras (ASCE, 2006b)
- ii. La carga sísmica especificada en el Estándar de ASCE/SEI 7-05
- iii. 0.48 kN/m^2 (10 psf)
- iv. No más de 0.6 kN/m^2 (20 psf) a menos que el diseño cumpla con las siguientes condiciones:
 - (1) el muro no estructural esté diseñado para colapsar con una inundación menor a la que ocurre durante la inundación de diseño.
 - (2) los cimientos y la parte elevada del edificio están diseñados para resistir el colapso, desplazamiento lateral y otros daños estructurales causados por las cargas de inundación combinadas con otras cargas.

2.2.3.3 MLIT 2570 (2011) “Método del Diseño de Edificios Seguros que son Estructuralmente Resistentes al Tsunami”

El código MLIT 2570, al igual que FEMA P-646, se llevó a cabo para la protección de las personas ante un evento tsunamigénico mediante estructuras de evacuación vertical hechas de concreto armado. El código japonés nos define las maneras de como evacuar a las personas hacia una estructura de evacuación vertical, los requisitos que deben tener estas estructuras para que sirvan como refugio para grandes cantidades de personas, el tiempo de evacuación a zonas seguras, los requisitos estructurales que se deben cumplir, entre otros.

Una de las diferencias entre el código americano es la cuantificación de las fuerzas del tsunami. El código americano presenta 7 tipos de fuerzas de diseño en las que tenemos: fuerzas hidrostáticas, fuerzas boyantes, fuerzas hidrodinámicas, fuerzas impulsivas, fuerzas de impacto por escombros en el agua, fuerza por formación de diques por escombros en el agua y fuerzas de levantamiento en entrepisos. En cambio, el código japonés presenta tres tipos de fuerzas de diseño en las que tenemos: fuerzas hidrostáticas, fuerzas boyantes y las fuerzas por escombros en el agua.

2.2.3.3.1 Cargas de Tsunami

i. Fuerzas Hidrostáticas

La presión ejercida por las fuerzas hidrostáticas es determinada por la siguiente ecuación:

$$q_y = \rho_w g (ah - y)$$

Dónde:

q_z = presión direccional de la ola del tsunami por encima del suelo, “y” (N/m²).

ρ_w = densidad del fluido (1025 kg/m³).

g = aceleración gravitacional (9.81 m/s²).

a = coeficiente de la profundidad de inundación equivalente (Ver tabla N° 13).

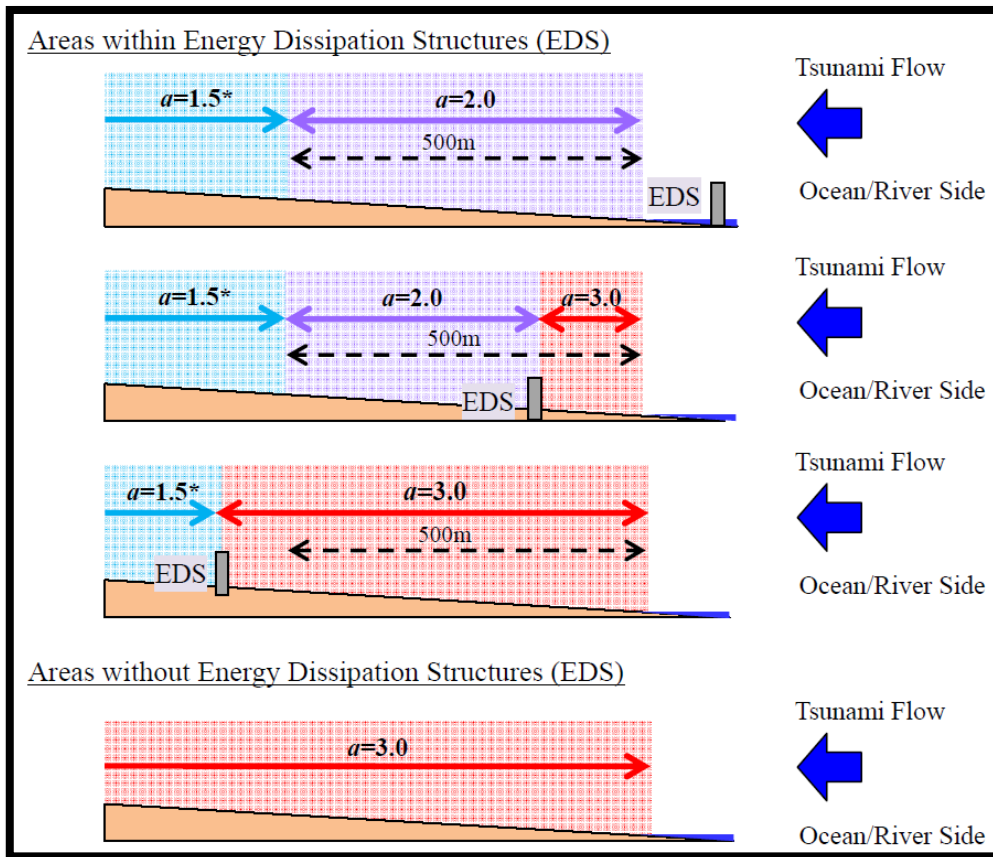
h = profundidad de inundación (m).

Tabla N° 10 Coeficiente de carga del tsunami (a) como una función de la distancia desde la fuente del fluido hasta la estructura de refugio.

	Con protección entre la estructura y la ola entrante		Sin protección entre la estructura y la ola entrante
Distancia entre la estructura y el mar	>500m	<500m	Cualquier distancia
Coeficiente para la profundidad del agua (a)	1.5	2	3

Fuente. Fukuyama et al. 2012; MLIT 2011

Imagen N° 178 Coeficiente para la Profundidad del Agua.



Fuente. Yoshiaki Nakano.

El cálculo de la fuerza en una determinada altura en la estructura causada por el tsunami es:

$$Qy = \rho_w g \int_{y_1}^{y_2} (ah - y) B dy$$

Dónde:

Q_z = fuerza de la altura de la ola del tsunami por encima del suelo, “z” (N).

ρ_w = densidad del fluido (1025 kg/m^3).

z_1 = altura mínima de la superficie en presión (m).

z_2 = altura máxima de la superficie en presión (m).

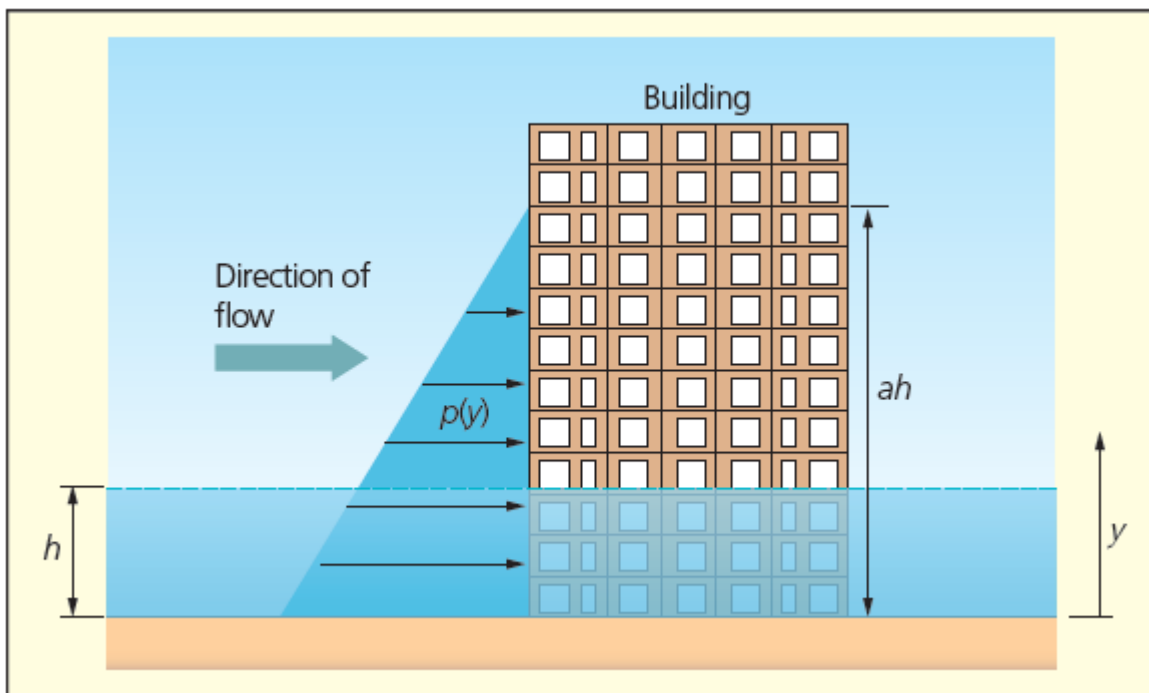
g = aceleración gravitacional (9.81 m/s^2).

a = coeficiente de la profundidad de inundación equivalente (Ver Tabla N° 13).

h = profundidad de inundación en las inmediaciones de la estructura (m).

Imagen N° 179 Carga estática equivalente recomendada como carga de diseño por MLIT

2570



Fuente. Macabuag, Raby, Pomonis *et al.*

ii. Fuerzas de Flotabilidad

Las fuerzas de flotabilidad, también llamadas de levantamiento o boyantes, es determinada por la siguiente fórmula:

$$Q_y = \rho_w g V$$

Dónde:

Q_y = fuerza boyante o de levantamiento (N).

ρ_w = densidad del fluido (1100 kg/m³).

g = aceleración gravitacional (9.81 m/s²).

V = volumen de agua desplazada (m).

iii. Fuerzas por Impacto de Escombros

Los escombros que están presentes en el flujo del tsunami pueden provocar daños severos a las estructuras e incluso el colapso. Según el código japonés, para que exista esta probabilidad de colapso se debe cumplir que la altura de inundación del tsunami sea mucho mayor que el calado del material o escombros mediante la siguiente condición:

$$H > D$$

Donde:

H = profundidad de inundación en las inmediaciones de la estructura

D = calado del material o escombros

$$F \geq \mu(W - B - L)$$

Donde:

F = fuerza de acción que causa el tsunami sobre los escombros flotantes

W = peso del material o escombros flotante

L = fuerza de levantamiento hidrodinámico causada por el tsunami

La velocidad con la que viajan los escombros en el flujo del tsunami se calcula con la siguiente fórmula:

$$u = Fr\sqrt{gh}$$

Dónde:

u = velocidad del flujo del tsunami (m/s).

Fr = coeficiente para calcular la velocidad del flujo ($Fr = 0.9$ puede ser usado)

g = aceleración gravitacional (9.81 m/s²).

h = profundidad máxima de la inundación.

El movimiento de un objeto, cuando el caudal del fluido es constante y no se aplica ninguna fuerza externa adicional, se puede determinar con la siguiente ecuación:

$$m\ddot{x} = \frac{1}{2}\rho AC_D|U - \dot{x}|(U - \dot{x}) - \rho C_M v_0 \ddot{x}$$

Dónde:

m = masa del objeto

v_0 = volumen referencial del objeto

A = área proyectada de la superficie del objeto

\ddot{x} = aceleración del objeto

\dot{x} = velocidad del objeto

C_D = coeficiente de arrastre

C_M = coeficiente de masa adicional

ρ = densidad del fluido

U = velocidad del fluido

Al integrar estos datos numéricamente, se obtiene la posición y la velocidad en esa posición a lo largo del tiempo.

La fuerza del impacto de los objetos flotantes o escombros relacionados con la madera, se puede determinar mediante dos métodos las cuales son:

Fórmula de Matsutake
$$\frac{F_m}{\gamma D^2 L} = 1.6 C_{MA} \left\{ \frac{V}{(gD)^{0.5}} \right\}^{1.2} \left(\frac{\sigma_f}{\gamma L} \right)^{0.4}$$

Fórmula de Ikeno y Tanaka
$$\frac{F_m}{gM} = S \cdot C_{MA} \left\{ \frac{V}{g^{0.5} D^{0.25} L^{0.25}} \right\}^{2.5}$$

Dónde:

F_m = fuerza de impacto del objeto o escombros

γ = peso específico de la madera flotante

g = aceleración gravitacional

D = diámetro de la madera flotante

L = longitud de la madera flotante

M = masa del material

C_{MA} = coeficiente de masa aparente

V = velocidad de impacto o colisión

σ_f = esfuerzo nominal de la madera flotante.

S = coeficiente con valor 5.0

Para determinar la fuerza de impacto por escombros flotantes tipo contenedores, se puede calcular mediante dos métodos las cuales son:

Fórmula de Mizutani *et al.*
$$F_m = 2\rho_w\eta_m B_c V^2 + \frac{WV}{gdt}$$

Dónde:

F_m = fuerza de impacto del objeto o escombros

dt = tiempo de colisión

η_m = nivel máximo del agua

ρ_m = densidad del flujo

B_c = ancho del contenedor

V = velocidad del contenedor

g = aceleración gravitacional

Fórmula de Arikawa *et al.*
$$F_m = \gamma_p \chi^{\frac{2}{3}} \left(\frac{5}{4} \tilde{M} \right)^{3/5} V^{\frac{6}{5}}$$

$$\chi = \frac{4\sqrt{a}}{3\pi} \frac{1}{k_1 + k_2} \quad k = \frac{1-v^2}{\pi E} \quad \tilde{M} = \frac{M_1 M_2}{M_1 + M_2}$$

Dónde:

F_m = fuerza de impacto del objeto o escombros

a = $\frac{1}{2}$ del radio de la superficie de impacto

E = módulo de Young

V = velocidad del contenedor

ν = relación de Poisson

γ_p = efecto de atenuación de la energía debido a la plasticidad (0.25)

Bc = ancho del contenedor

También se puede considerar las fuerzas causadas por el impacto de escombros que están determinadas por la ecuación planteada en el código FEMA P-646.

2.2.3.3.2 Combinaciones de Carga

En el código MLIT 2570 existen las siguientes combinaciones de carga para las distintas situaciones en las que se podría encontrar la estructura, entre ellas tenemos las siguientes:

Tabla N° 11 Combinación de carga en el código MLIT 2570.

Tiempo	Tipo de Evento o Amenaza	Combinación de carga
A largo plazo	Durante el refugio	G + P
A corto plazo	En el momento de un sismo	G+P+K
	Durante el ataque del tsunami	G+P+T
	Impacto de Escombros	G+P+T+CO
	Durante una tormenta	G+P+W

Fuente. MLIT 2570

En donde

G = carga de fija causada por el peso de la estructura o por un objeto que esta fijo permanentemente en la estructura.

P = carga de fija causada por las personas o por objetos que no son difíciles de transportar.

S = carga generada por el peso de la nieve.

K = carga generada por la acción sísmica.

T = carga generada por las fuerzas del tsunami.

CO = carga generada por el impacto de los objetos o escombros en el flujo.

W = carga generada por el viento.

III. METODOLOGÍA

3.1 Tipo de investigación

- De acuerdo con el diseño de investigación es descriptiva. Requiere de una descripción y comprensión profunda de las condiciones actuales, mediante recolección de datos.
- De acuerdo con el fin que se persigue es aplicada. Se sustenta en los resultados de investigaciones y a partir de ellos se aplica para obtener los objetivos planteados.

3.2 Diseño de la investigación

Para el desarrollo del proyecto de tesis, se definieron métodos y técnicas, que se caracterizan por ser de carácter descriptivo a través de la recolección documental de datos, como también de carácter aplicativo, porque es aplicado a una muestra representativa ubicadas en el área de estudio.

3.3 Población y muestra

La muestra representativa de edificaciones es determinada mediante métodos no probabilísticos relacionados con tres condiciones principales que son:

- La disponibilidad de acceso a la información, es fundamental para el desarrollo del presente proyecto. La información se basa en los planos de arquitectura y Estudios de Mecánica de Suelos de los edificios que se emplearán para el análisis y diseño estructural tanto por cargas sísmicas como cargas de tsunami.
- La disposición de dos tipos de edificaciones para distintos tipos de situación ante el evento tsunamigénico: el primer tipo de edificación consta de pocos niveles, o de una altura limitada, que estén por debajo del nivel de inundación, el segundo tipo de edificación consta de varios niveles que estén por encima del nivel de inundación.
- Las edificaciones presentadas en este proyecto son típicas de la zona. La primera línea de edificaciones ubicadas en la costa de Pimentel en su mayoría consta de edificios de uso habitacional.

De un total de 102 edificios ubicados en la primera línea de la costa del distrito de Pimentel, la muestra representativa para este caso consta de 4 edificios. Estos edificios son diseñados sísmicamente por las normas peruanas como también por los códigos internacionales para resistir las cargas y efectos del tsunami.

3.4 Operacionalización de variables

3.4.1 Formulación de la hipótesis

La formulación de la hipótesis del presente proyecto de tesis es:

- Las edificaciones que se encuentran ubicadas en la primera línea de la costa tendrán un buen comportamiento estructural ante eventos como el sismo y como el tsunami, pues se tendrán consideraciones especiales de diseño estructural de países que presentan periódicamente eventos como los tsunamis.

3.4.2 Variables – Operacionalización

Variable independiente	Variable dependiente	Dimensiones	Instrumentos	Índice
Análisis y Diseño por Cargas de Tsunami	Criterios para el Diseño por Tsunami	Altura de la Ola	Hoja de Cálculo	m
		Velocidad de la Ola	Hoja de Cálculo	m/s
		Fuerza Equivalente a la Fuerza del Tsunami	Hoja de Cálculo	Tn
		Riesgo y Profundidad de Socavación	Hoja de Cálculo	m
	Condiciones Locales del Mar	Batimetría y Topografía	Plano	Escala
		Características del Sismo Probable	Magnitud de Momento	Mw

		Mecanismo Focal de la Fuente Sísmica	Ángulo Azimutal	Grado Sexagesimales
			Ángulo de Deslizamiento	Grado Sexagesimales
			Ángulo de Buzamiento	Grado Sexagesimales
	Evaluación, Análisis y Diseño Estructural	Estructuración	Deriva	m
		Análisis Estructural por Sismo	Esfuerzos Axiales, Cortantes y Flectores	Tn, Tn/m ²
		Análisis Estructural por Tsunami	Esfuerzos Axiales, Cortantes y Flectores	Tn, Tn/m ²
		Diseño Estructural en Concreto Armado	Cuantías de Acero	N° Varillas de Acero

3.5 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

3.5.1 Técnicas

- Análisis de contenido: sistematizando e interpretando la información obtenida de las diferentes fuentes bibliográficas.

3.5.2 Instrumentos de recolección de datos

3.5.2.1 Fuentes

Las fuentes de información requeridas se compilan a continuación:

- Reglamento Nacional de Edificaciones E-020
- Reglamento Nacional de Edificaciones E-030
- Reglamento Nacional de Edificaciones E-050
- Reglamento Nacional de Edificaciones E-060
- Norma Técnica Minvu – 007
- FEMA P646 (2012)

- MLIT 2570 (2011)

3.5.2.2 Programas de computo

- Matlab, es una herramienta informática que surgió para realizar cálculos matemáticos, creación de gráficos como también para simulación de sistemas dinámicos. Esta herramienta es importante en el proyecto de tesis debido a que el modelo TUNAMI N-2 están basadas en sub programas con extensiones pertenecientes al Matlab.
- Etabs, es un software que sirve para realizar análisis estructural y dimensionamiento de estructuras, especialmente edificios. En esta herramienta podemos simular los edificios ante cargas sísmicas y cargas tsunamigénicas, obteniendo como resultado los esfuerzos necesarios para realizar el diseño estructural.
- Excel, es un programa basado en hojas de cálculo. En esta herramienta se realizará el diseño de cada elemento estructural de una edificación.
- Autocad, es un programa que sirve para la realización de planos arquitectónicos, estructurales, etc.

3.6 Plan de procesamiento y análisis de datos

Para el desarrollo del presente proyecto de tesis se consideraron los siguientes pasos secuenciales:

- Paso N° 01:
Simulación numérica del tsunami en la zona de estudio.
- Paso N° 02:
Recopilación de planos de arquitectura con sus respectivos Estudios de Mecánica de Suelos (EMS) de la muestra representativa de edificaciones del proyecto.
- Paso N° 03:
Propiedades del tipo de material y recubrimientos de los elementos estructurales.

- Paso N° 04:
Modelamiento de los edificios por cargas sísmicas en el programa ETABS.
- Paso N° 05:
Verificación de los requisitos sísmicos señalados en el RNE E.030 “Diseño Sismorresistente”.
- Paso N° 06:
Análisis y diseño de los elementos estructurales de los edificios por eventos sísmicos.
- Paso N° 07:
Realización de los planos estructurales con respecto al diseño sísmico de los edificios.
- Paso N° 08:
Asignación de cargas de tsunami actuantes en el edificio modelado sísmicamente.
- Paso N° 09:
Reducción de rigidez de cada elemento estructural.
- Paso N° 10:
Verificación de derivas por cargas de tsunami.
- Paso N° 11:
Análisis y diseño de los elementos estructurales de los edificios por eventos de tsunami.
- Paso N° 12:
Realización de los planos estructurales con respecto al diseño por cargas de tsunami de los edificios.
- Paso N° 13:
Comparación de presupuestos de los edificios diseñados por sismo y edificios diseñados por tsunamis.

3.7 Procedimientos

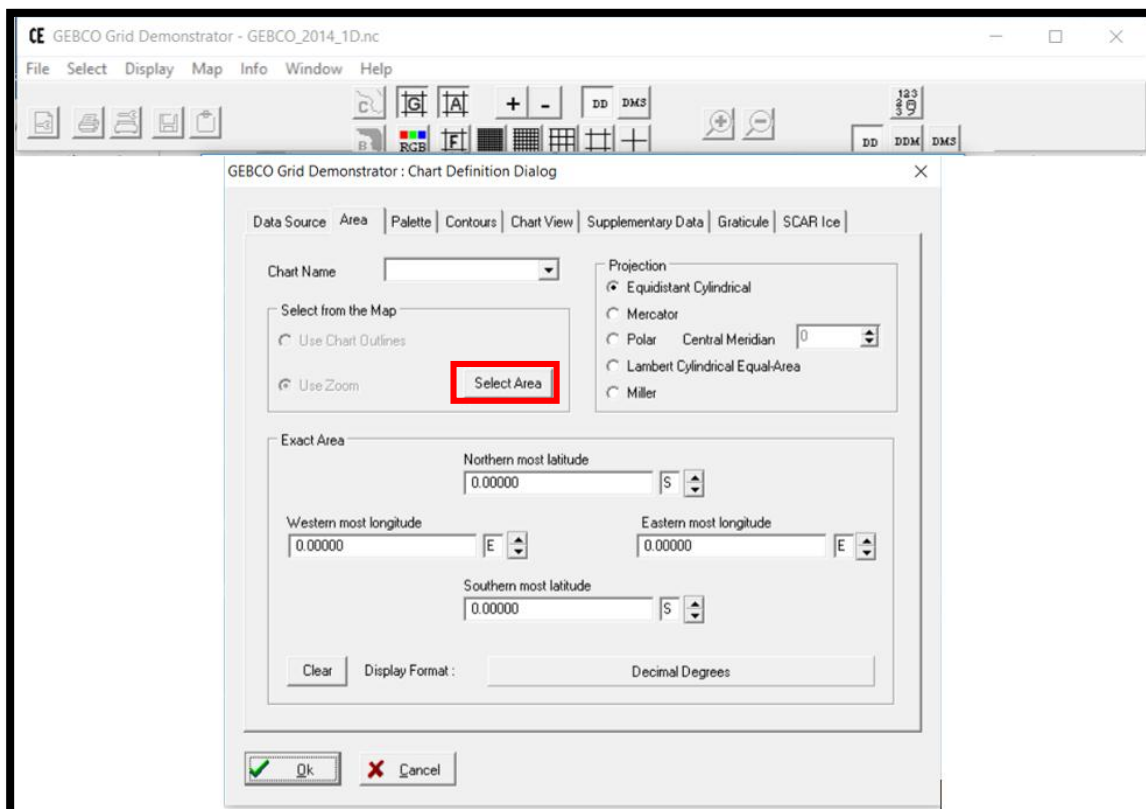
3.7.1 Simulación numérica del tsunami en la zona de estudio

La simulación numérica de tsunamis se desarrolla mediante un conjunto de procedimientos matemáticos secuenciales que tienen como objetivo principal el proporcionar una estimación del tiempo de llegada de la ola, la altura de la ola y el área de inundación que éste origina en las costas.

Como parte de los datos para la simulación numérica del tsunami en la zona de Pimentel se utilizó el programa GEBCO debido a que brinda información referente a la batimetría a nivel global. En las siguientes imágenes se puede observar el procedimiento para la obtención de la información batimétrica de la zona de Pimentel.

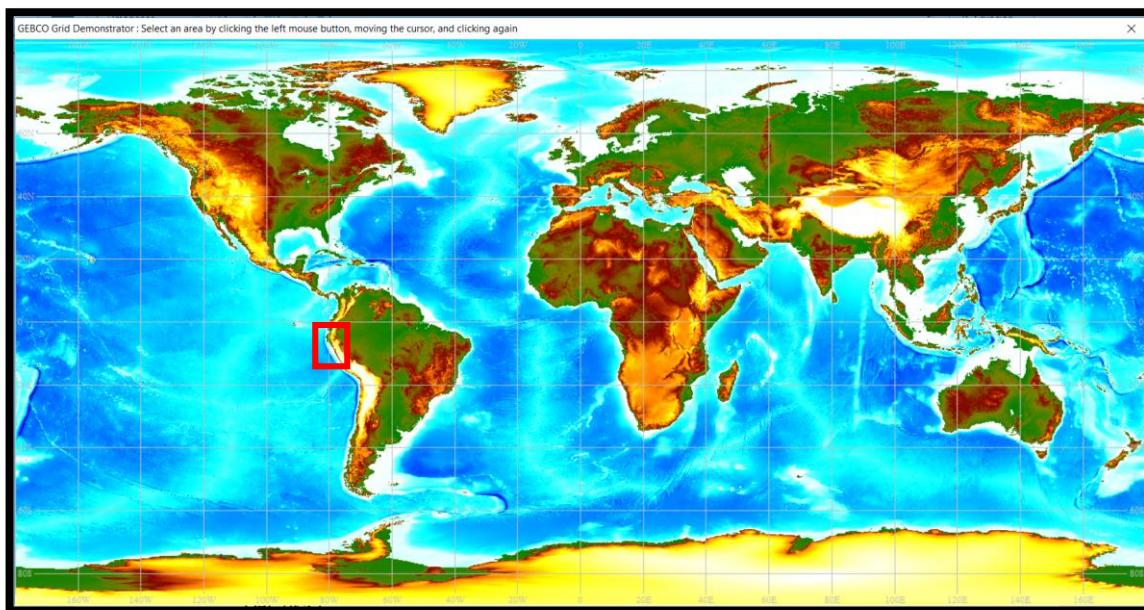
Para la extraer los datos dentro del programa GEBCO podemos realizarlo de dos maneras: la primera trata sobre la selección del área de estudio a través de un mapa mundial y la segunda trata sobre la colocación de coordenadas geográficas propias de la zona de estudio.

Imagen N° 180 Programa GEBCO para la obtención de datos batimétricos.



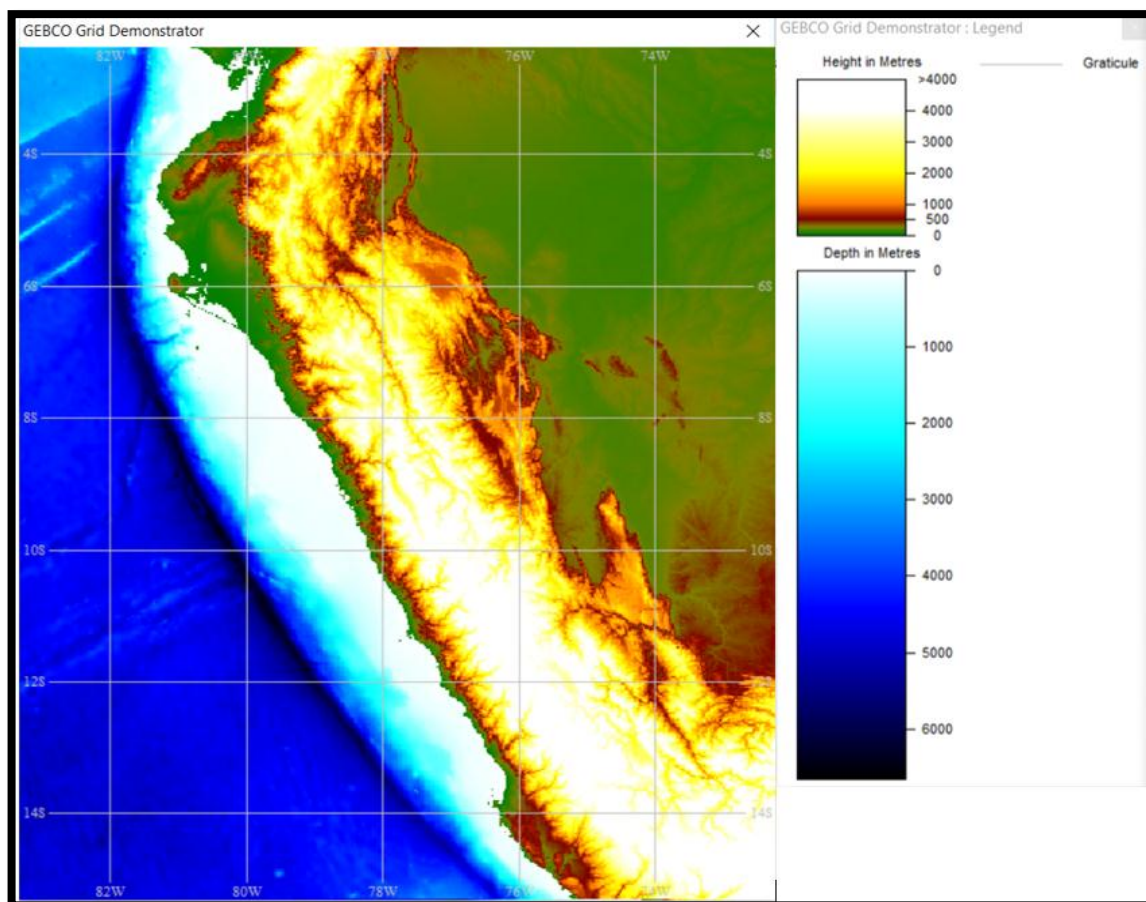
Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 181 Mapa mundial para la selección del área de estudio en el programa GEBCO.



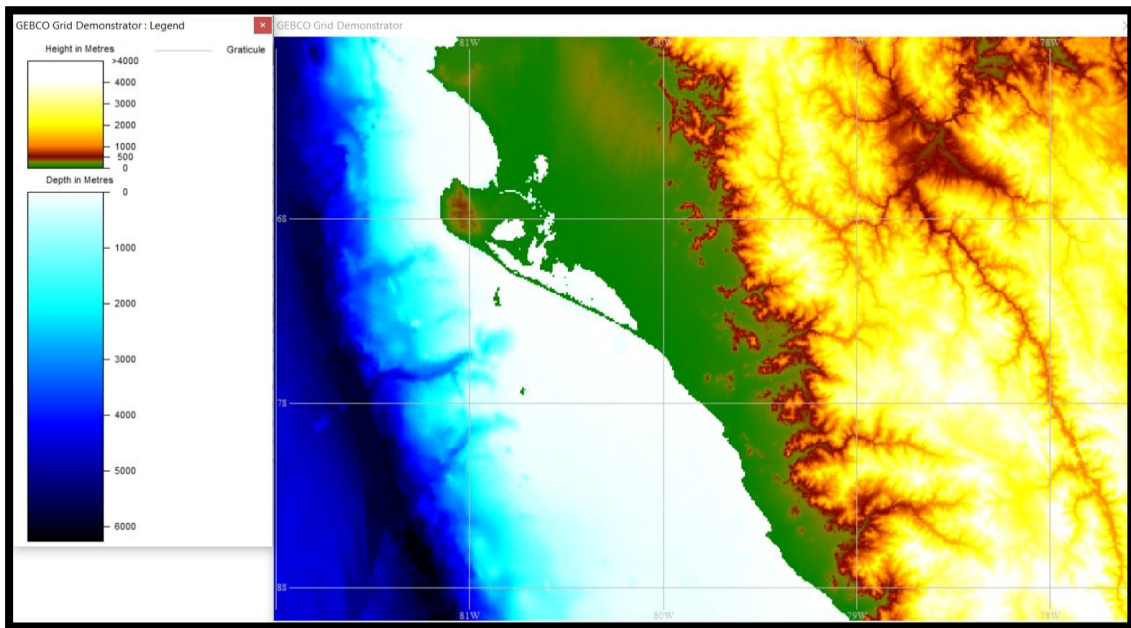
Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 182 Batimetría del Perú en el programa GEBCO.



Fuente. Elaboración propia.

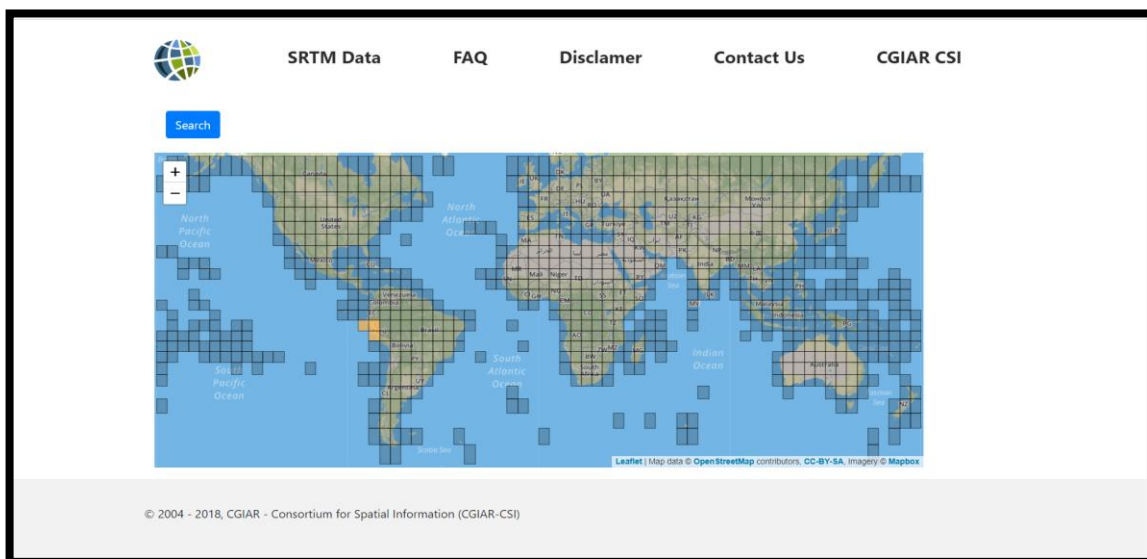
Imagen N° 183 Batimetría de la zona norte del Perú en el programa GEBCO.



Fuente. Elaboración propia.

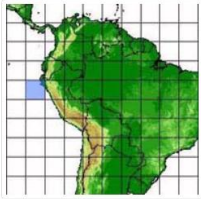
Para la obtención de datos topográficos se utilizó las cartas del SRTM (Shuttle Radar Topography Mission). En la siguiente imagen se puede apreciar un mapa mundial en donde se puede seleccionar las zonas donde se requiere la topografía, para este caso se seleccionó la zona costa del Perú. Después de señalado el área de estudio en el mapa se prosigue a descargar los archivos.

Imagen N° 184 Mapa mundial para la selección del área de estudio en la página del SRTM.



Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 185 Archivo SRTM para la zona norte del Perú.

Description	Location	Image
<p>Product: SRTM 90m DEM Version 4 Data File Name: srtm_20_14.zip Mask File Name: srtm_mk_20_14.zip Latitude Min: 85 S Max: 80 S Longitude Min: 10 W Max: 5 W Center Point Lat: 82.5 S Long: 7.5 W</p> <p>Download SRTM</p>		

Description	Location	Image
<p>Product: SRTM 90m DEM Version 4 Data File Name: srtm_21_14.zip Mask File Name: srtm_mk_21_14.zip Latitude Min: 80 S Max: 75 S Longitude Min: 10 W Max: 5 W Center Point Lat: 77.5 S Long: 7.5 W</p> <p>Download SRTM</p>		

Description	Location	Image
<p>Product: SRTM 90m DEM Version 4 Data File Name: srtm_21_15.zip Mask File Name: srtm_mk_21_15.zip Latitude Min: 80 S Max: 75 S Longitude Min: 15 W Max: 10 W Center Point Lat: 77.5 S Long: 12.5 W</p> <p>Download SRTM</p>		

Fuente. Elaboración propia.

Después de obtener los datos topográficos y batimétricos de la zona de Pimentel se procedió con la determinación de la magnitud del sismo que para este proyecto de tesis se consideró un sismo de grado 9.0 Mw. Esta magnitud es la base fundamental para la generación de tsunamis y el desarrollo posterior de la presente tesis. Cabe mencionar nuevamente que para la generación de un tsunami es necesario que exista desplazamiento vertical en el fondo marino generada por un sismo de gran magnitud.

Los archivos utilizados para la simulación numérica del tsunami en la zona de Pimentel son:

- Anima.m : Animación de la propagación del tsunami en el océano.

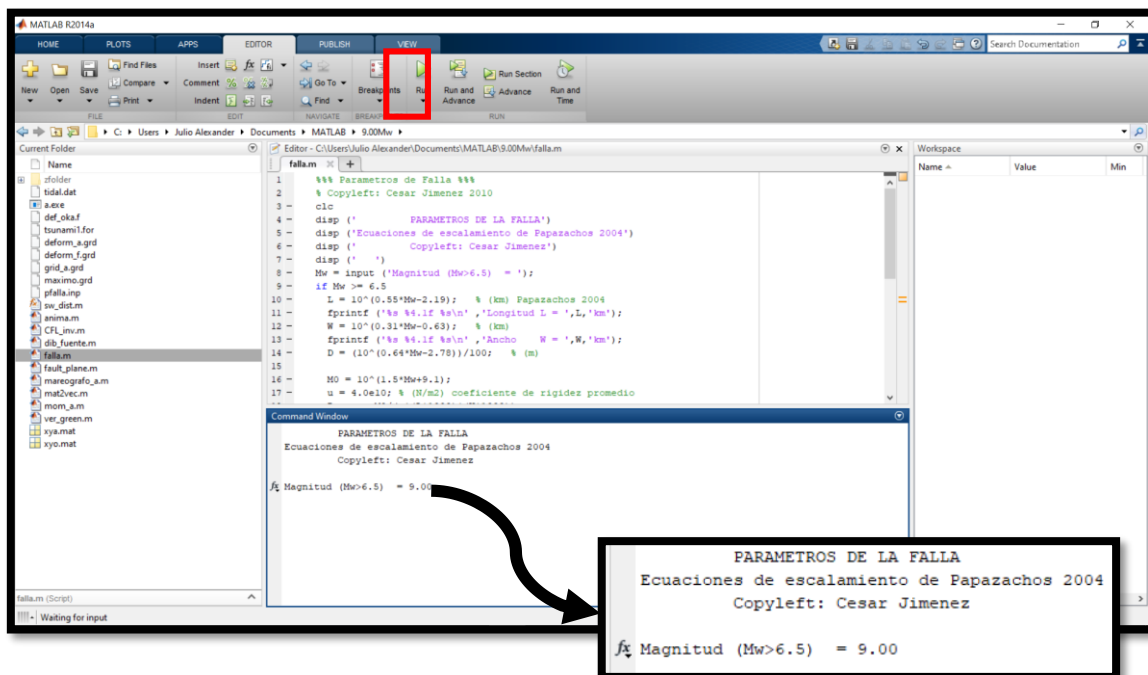
- Def_oka.f : Fórmula de Okada para la deformación vertical.
- Dib_fuente.m : Gráfica de la deformación del fondo marino.
- Falla.m : Cálculo de los parámetros focales del sismo.
- Fault_plane.m : Cálculo y gráfica de la zona de ruptura.
- Grid_a.grd : Datos de la topografía y batimetría de Pimentel.
- Mareógrafo_a.m : Ubicación de los mareógrafos sintéticos.
- Mom_a.m : Gráfica de la máxima altura de la ola y mapa de energía.
- Tidal.dat : Coordenadas de los mareógrafos sintéticos.
- Tsunami1.for : Codificación del programa TUNAMI
- Ver_green.m : Altura de ola en los mareógrafos sintéticos.

Cabe indicar que los archivos utilizados para la simulación fueron otorgados por el Lic. Cesar Jiménez Tintaya.

3.7.1.1 Proceso de generación del tsunami

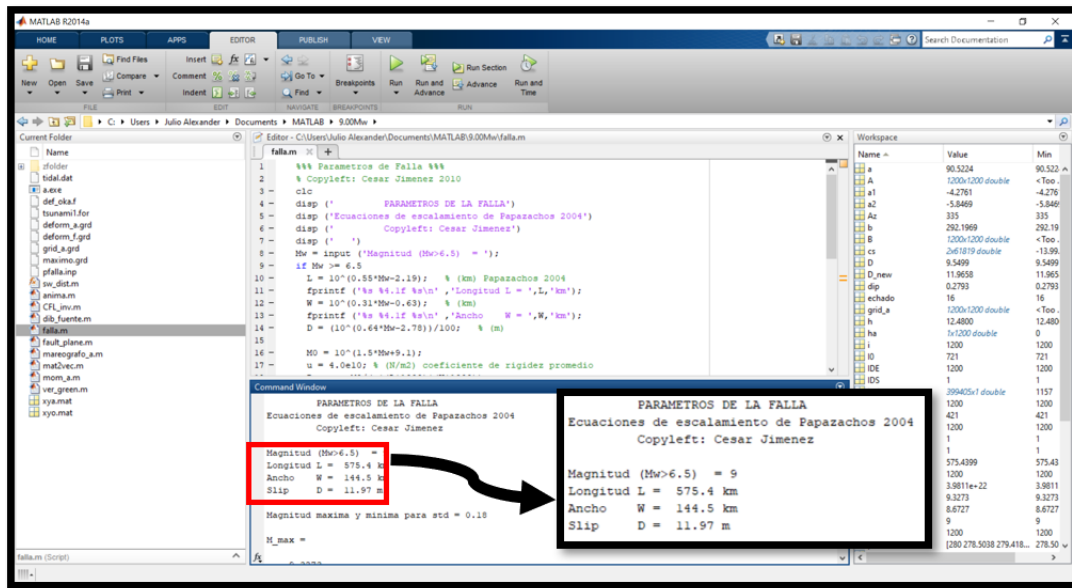
Para el proceso de generación del tsunami en Matlab es necesario el archivo falla.m. En este archivo se colocó la magnitud del sismo de 9.0 Mw que nos dará como resultado los parámetros de la fuente sísmica como se muestra en la siguiente imagen:

Imagen N°186 Magnitud del sismo de 9.0 Mw como parámetro en Matlab.



Fuente. Elaboración propia.

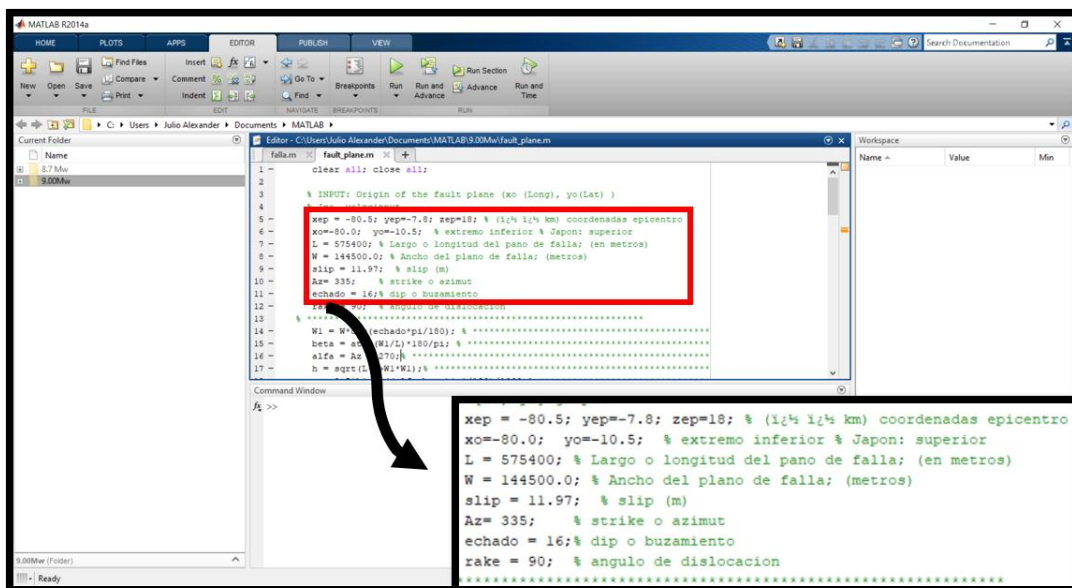
Imagen N° 187 El archivo falla.m nos brinda valores de la longitud de la falla, ancho de la falla y la deformación vertical.



Fuente. Elaboración propia.

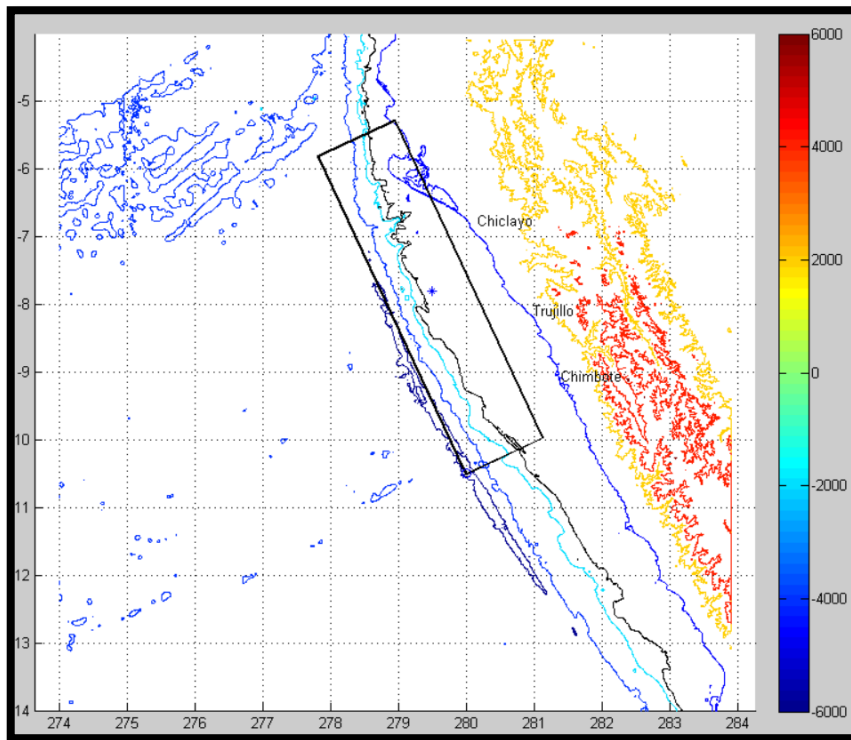
Los parámetros focales calculados en el procesamiento anterior son necesarios para determinar la deformación inicial vertical, que está basada en una fuente de geometría rectangular, finita y homogénea para un medio elástico semi-infinito. Esta deformación inicial, para este proyecto de tesis, está basada en la fórmula de Okada (1992).

Imagen N° 188 Archivo fault_plane.m, necesario para el cálculo de la deformación vertical del fondo marino.



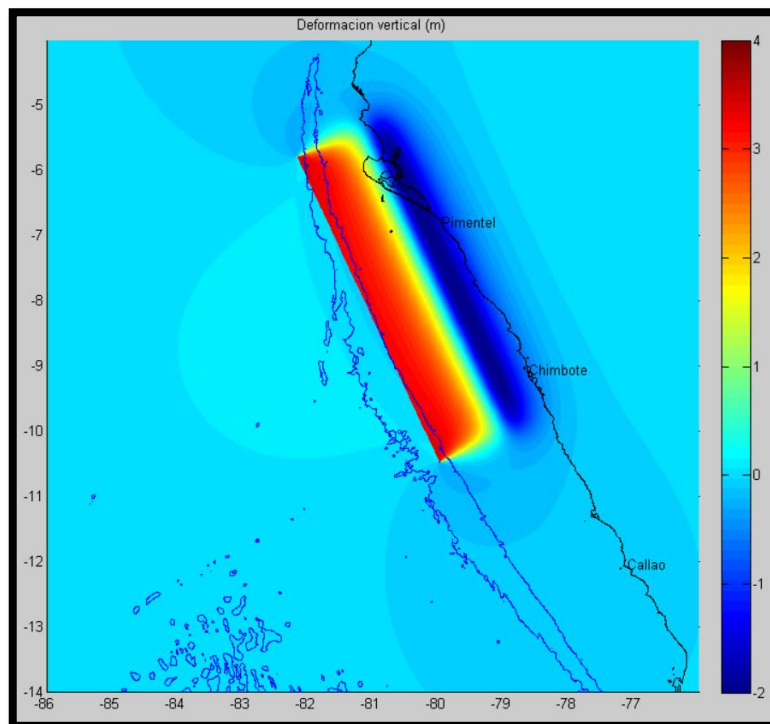
Fuente. Elaboración propia

Imagen N° 189 Mapa de la ubicación del epicentro del sismo y la zona de ruptura.



Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 190 Zona de ruptura y deformación vertical del fondo marino basadas en la fórmula de Okada(1992).



Fuente. Elaboración propia.

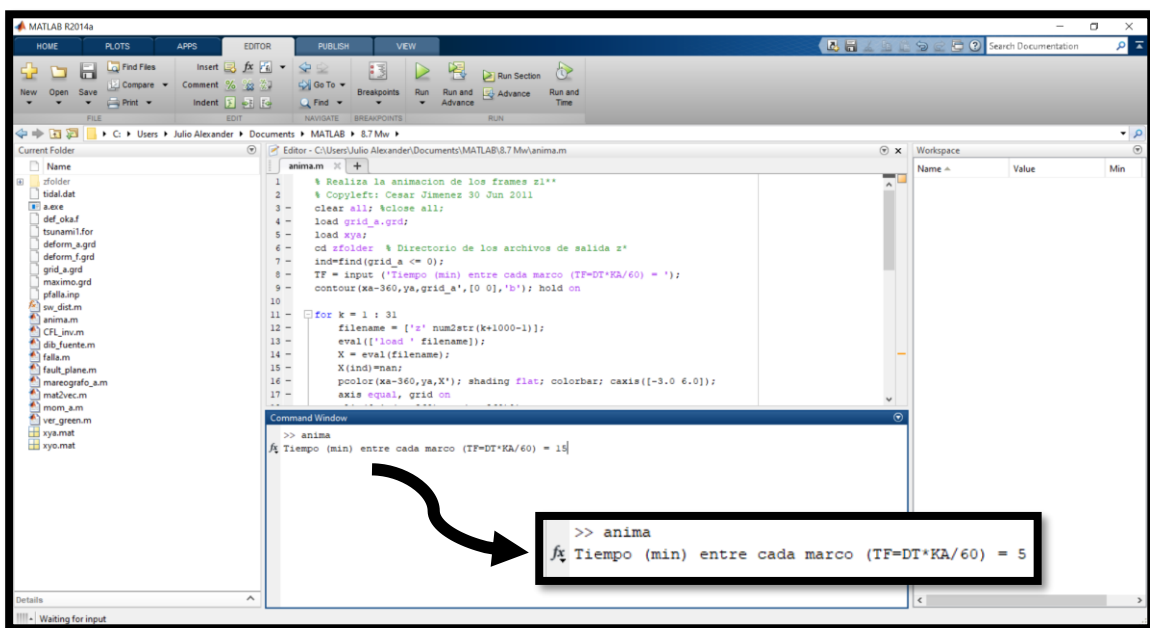
3.7.1.2 Proceso de propagación del tsunami

Para el procesamiento de la propagación del tsunami es necesario el código tsunami1.for que está implementado bajo el modelo numérico TUNAMI N-2. Los archivos de entrada para la simulación numérica son los siguientes:

- Grid_a.grd: archivo de batimetría en formato matricial o ráster
- Deform_a.grd: archivo de deformación cosísmica inicial.
- Tidal.dat: datos de las coordenadas de grilla de los mareógrafos virtuales.

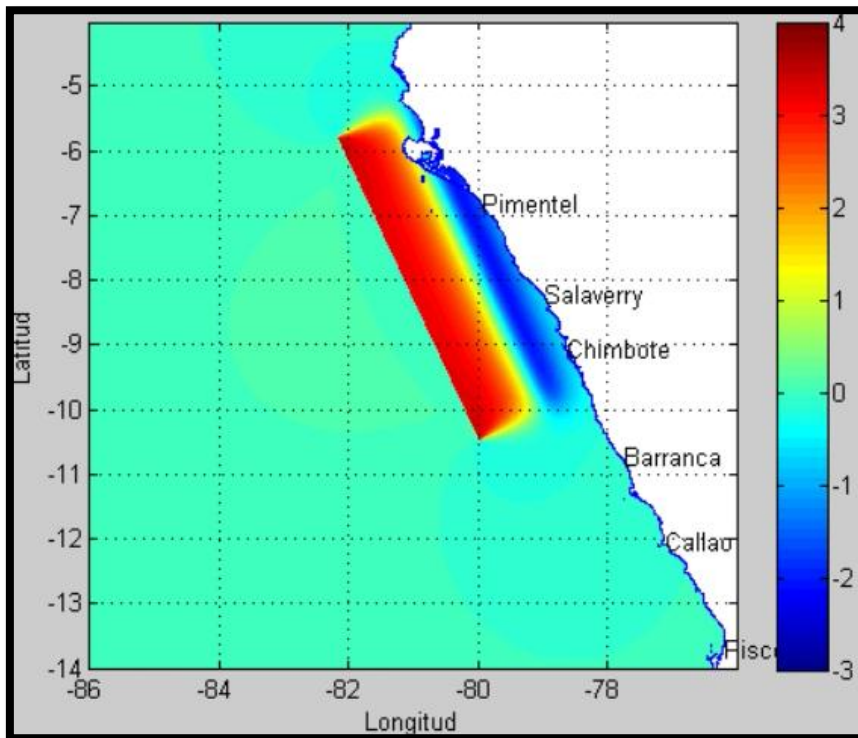
Podemos visualizar con las imágenes siguientes la forma de propagación del tsunami en el océano Pacífico mediante el archivo anima.m en Matlab.

Imagen N° 191 Archivo anima.m que sirve para la visualización de la propagación del tsunami.



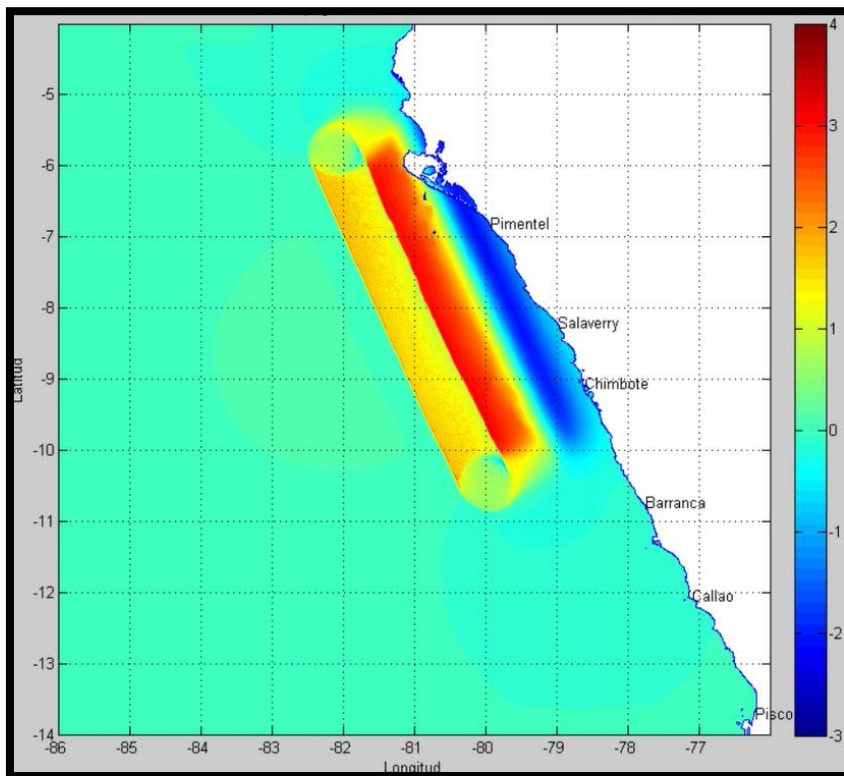
Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 192 Propagación del tsunami para un T = 0 minutos.



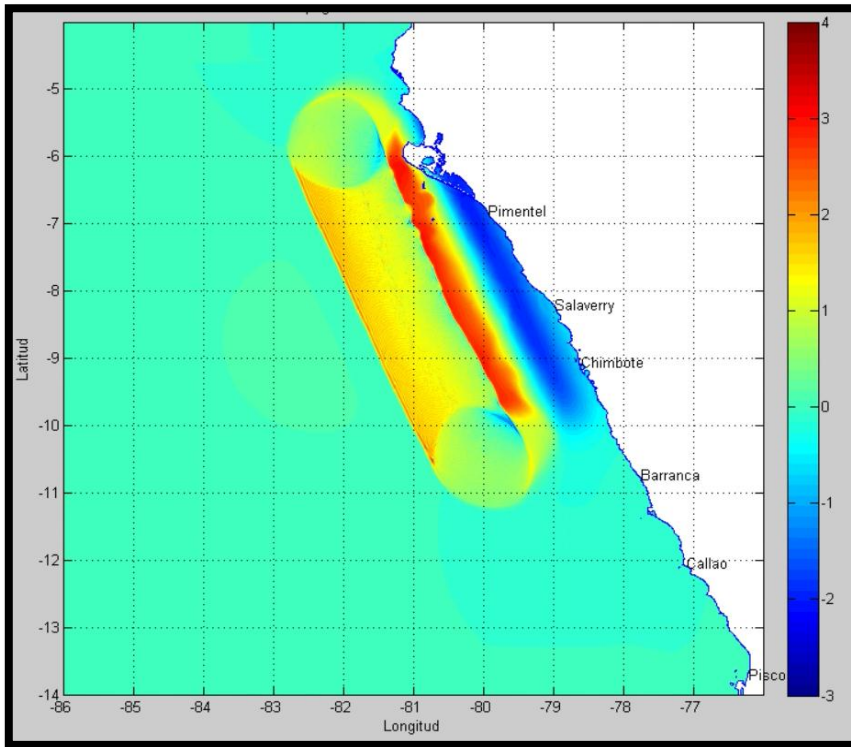
Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 193 Propagación del tsunami para un T = 15 minutos.



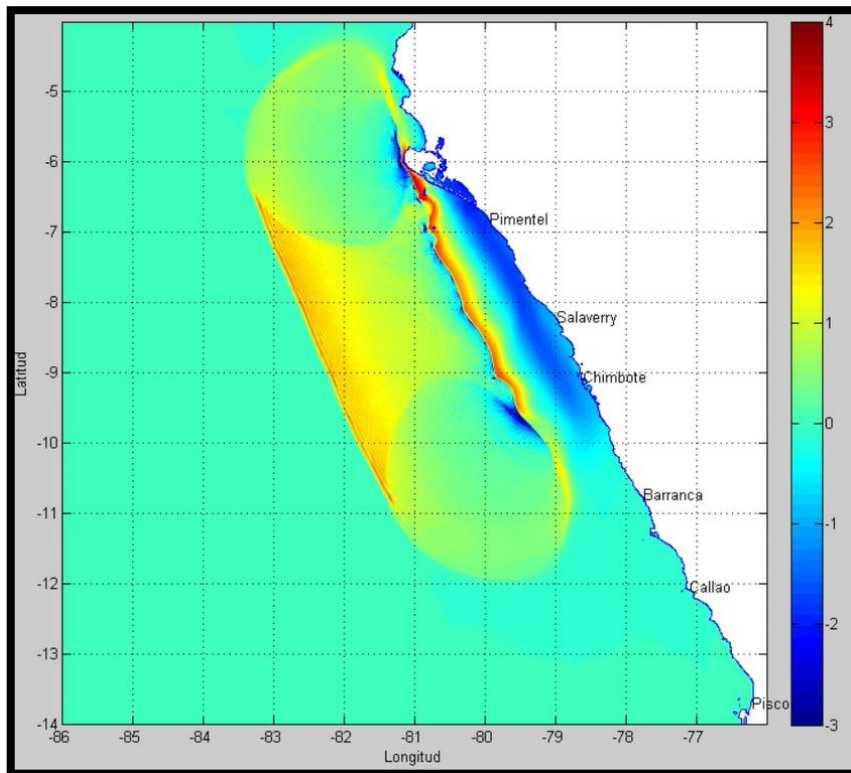
Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 194 Propagación del tsunami para un T = 30 minutos.



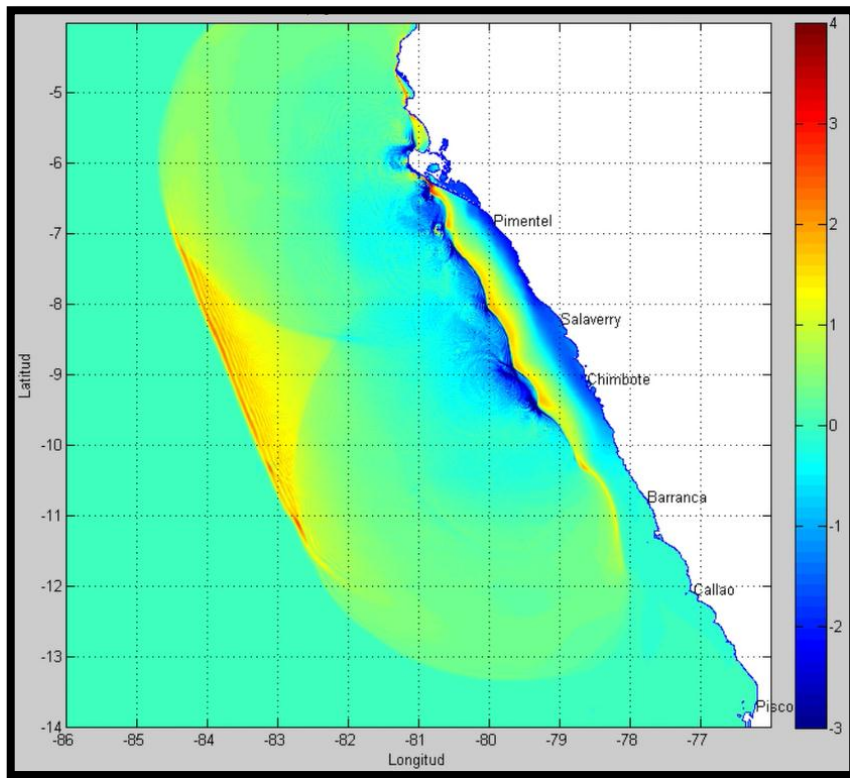
Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 195 Propagación del tsunami para un T = 60 minutos.



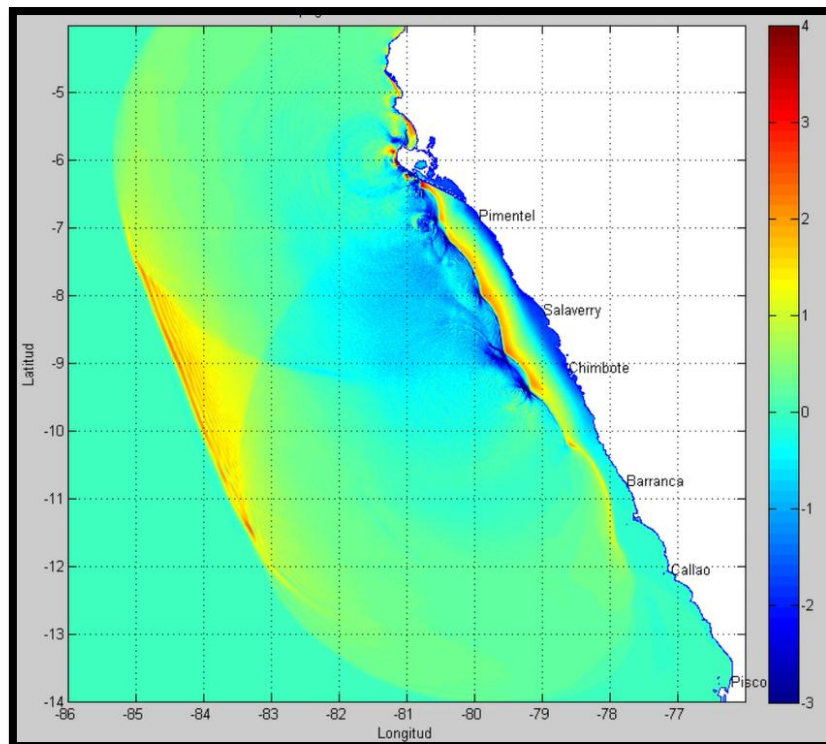
Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 196 Propagación del tsunami para un T = 120 minutos.



Fuente. Elaboración propia.

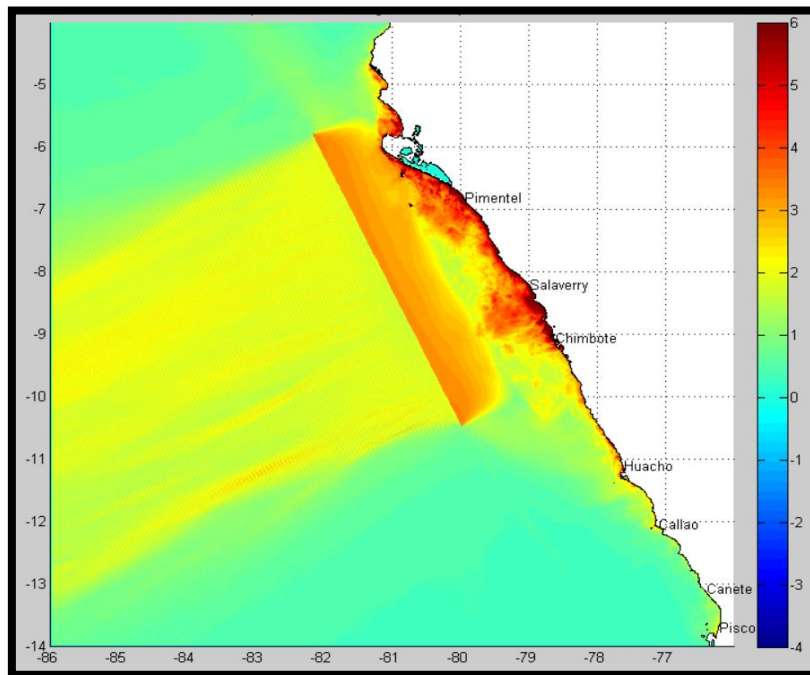
Imagen N° 197 Propagación del tsunami para un T = 150 minutos.



Fuente. Elaboración propia.

La energía que irradia el tsunami también es proporcionada por el programa. En la siguiente imagen se puede observar que desde Pimentel hasta Chimbote tendrían severas consecuencias tras el impacto de un tsunami, como también se observa que el tsunami tiende a viajar por todo el océano Pacífico con la probabilidad de ser sentida en el continente asiático.

Imagen N° 198 Mapa de la máxima energía irradiada por el tsunami.

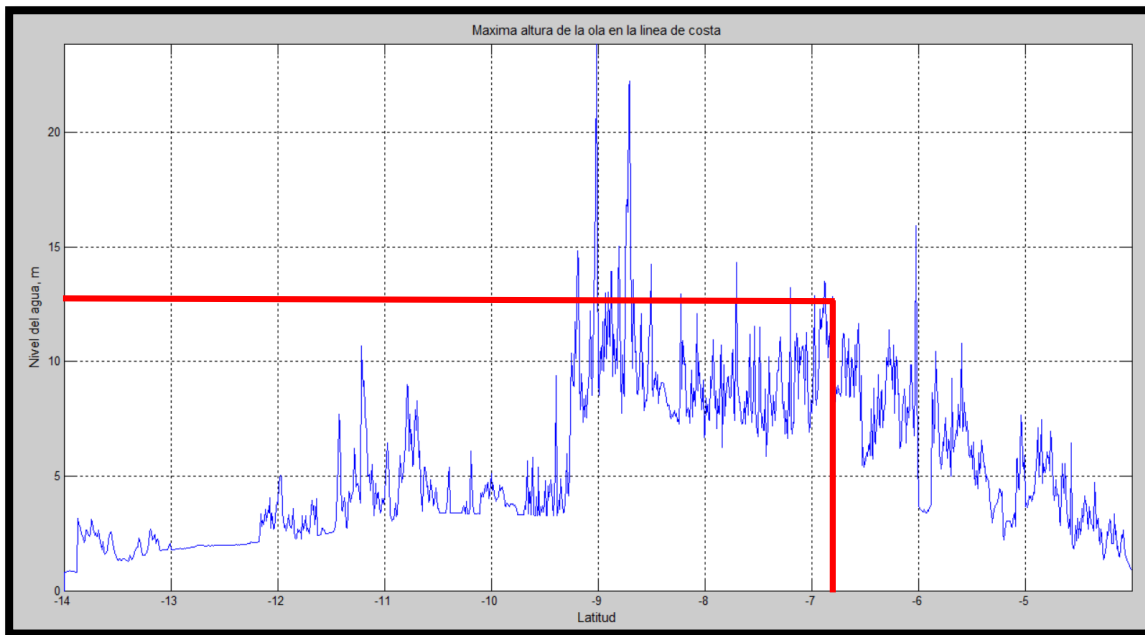


Fuente. Elaboración propia.

3.7.1.3 Proceso de inundación

En el proceso de inundación, las olas del tsunami entran en fricción con la batimetría de la costa generándose olas con alturas considerables. En el procedimiento de la obtención de la altura en la línea de la costa se utilizó el archivo mom_a.m.

Imagen N° 199 Máxima altura de la ola en la línea de la costa.



Fuente. Elaboración propia.

Pimentel se encuentra en la latitud -6.799, de la cual, en la Imagen N° 190 la altura de la ola que le corresponde es 12.50 metros.

3.7.2 Recopilación de planos arquitectónicos y Estudio de Mecánica de Suelos

Los planos arquitectónicos como los Estudios de Mecánica de Suelos de cada edificio de la muestra representativa para el distrito de Pimentel se pueden visualizar en los Anexos N° 01 y N° 03 respectivamente.

3.7.3 Propiedades del tipo de material y recubrimientos de los elementos estructurales

Para el diseño estructural de la muestra representativa de edificaciones es necesario considerar parámetros necesarios para el diseño sísmico de la muestra representativa de edificaciones. Entre ellos tenemos:

3.7.3.1 Tipo de Material

Las edificaciones de la muestra representativa son de concreto armado presentando las siguientes propiedades utilizados en el diseño estructural:

- Resistencia a la compresión ($f'c$)

Las cimentaciones de las edificaciones estarán expuestas al ambiente costero en donde el RNE en la E.060 “Concreto Armado”, en el capítulo 4 “Requisitos de Durabilidad”, en el punto 4.2.2 determina que, para condiciones especiales de exposición ante cloruros provenientes del mar el $f'c$ mínimo es de 350 kg/cm² para una relación agua-cemento de 0.40.

Los elementos estructurales tales como: vigas, columnas, placas y losas son diseñados con un $f'c = 280$ kg/cm² con el fin de que se produzca una baja permeabilidad en el concreto, esto es a causa de la presencia de agentes físicos y químicos que se presentan en la zona de Pimentel. Entre estos agentes sobresalen: el desgaste de la superficie ocasionada por abrasión o erosión, agrietamiento del concreto debido a la presión de cristalización de sales contenidas en el concreto en combinación con el contacto de soluciones salinas y ataques por cloruros y sulfatos.

Elemento Estructural	Resistencia de la Compresión ($f'c$)
Zapatas y Losas de Cimentación	350 kg/cm ²
Columnas y Placas	280 kg/cm ²
Vigas y Losas	280 kg/cm ²

- Módulo de Elasticidad (E_c y E_s)

La norma E.060 “Concreto Armado”, en el capítulo 8 “Requisitos de Durabilidad”, en el punto 8.5 determina que, el Módulo de Elasticidad del concreto de peso unitario normal puede tomarse como:

$$E_c = 15000\sqrt{f'c}$$

Elemento Estructural	Módulo de Elasticidad (E_c)
Zapatas y Losas de Cimentación	280 624.30 kg/cm ²
Columnas y Placas	250 998.01 kg/cm ²
Vigas y Losas	250 998.01 kg/cm ²

El Módulo de Elasticidad del acero no preesforzado se puede tomar como 2 000 000 kg/cm².

3.7.3.2 Recubrimientos

Los recubrimientos para cada elemento estructural están basados en la norma E.060 “Concreto Armado”, en el Capítulo 7 “Detalles del Refuerzo”, en el punto 7.7 “Recubrimiento de Concreto para el Refuerzo”.

Elemento Estructural	Recubrimiento (cm)
Zapatas y Losas de Cimentación	7.50 cm
Columnas	4.00 cm
Placas	
- En el alma	2.00 cm
- En los confinamientos	2.50 cm
Vigas	
- Peralgadas	4.00 cm
- Chatas	2.00 cm
Losas	2.00 cm

Es necesario indicar que los recubrimientos para concreto no preesforzado son aplicados en las dos condiciones de cargas: sísmicas y tsunamigénicas.

3.7.4 Modelamiento de los edificios por cargas sísmicas en el programa ETABS

Para realizar el modelamiento de cada edificación de la muestra representativa, es necesario contar con los parámetros sísmicos de cada estructura y posteriormente simularlo en el programa ETABS. Entre los proyectos de edificación tenemos los siguientes:

- Proyecto “Rivera del Mar” – Edificio multifamiliar de 4 niveles.
- Proyecto “Las Olas” – Edificio multifamiliar de 8 niveles.
- Proyecto “Spondylus” – Edificio multifamiliar de 11 niveles.
- Proyecto “Elsa Torres” – Edificio multifamiliar de 4 niveles.

3.7.4.1 Proyecto “Rivera del Mar”

3.7.4.1.1 Parámetros sísmicos

3.7.4.1.1.1 Módulo I

- Zonificación

El proyecto se encuentra ubicado en:

- Departamento: Lambayeque
- Provincia: Chiclayo
- Distrito: Pimentel

El Factor de Zona “Z” es 0.45

- Perfil del Suelo

La zona del proyecto presenta un perfil de suelo tipo S3 que pertenece a suelos blandos.

- Parámetros de Sitio (S, T_P y T_L)

- Factor de amplificación del suelo:

$$S = 1.10$$

- Periodo que define la plataforma del factor C

$$T_P = 1.00 \text{ seg}$$

- Periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante

$$T_L = 1.60 \text{ seg}$$

- Periodo Fundamental de Vibración (T) y Factor de Amplificación Sísmica (C)

- Altura total del edificio: $h = 15.20$ metros

- Coeficiente para estimar el periodo $C_{TX} = 60$

Fundamental del edificio $C_{TY} = 60$

- Periodo Estático $T_{XE} = 0.24$ seg

$$T_{YE} = 0.24 \text{ seg}$$

- Factor de Amplificación Sísmica $C_x = 2.50$
 $C_x = 2.50$

- Categoría de la Edificación y Factor de Uso
El proyecto pertenece a la categoría de edificaciones tipo:
 - Edificaciones comunes – Tipo C $U = 1.00$

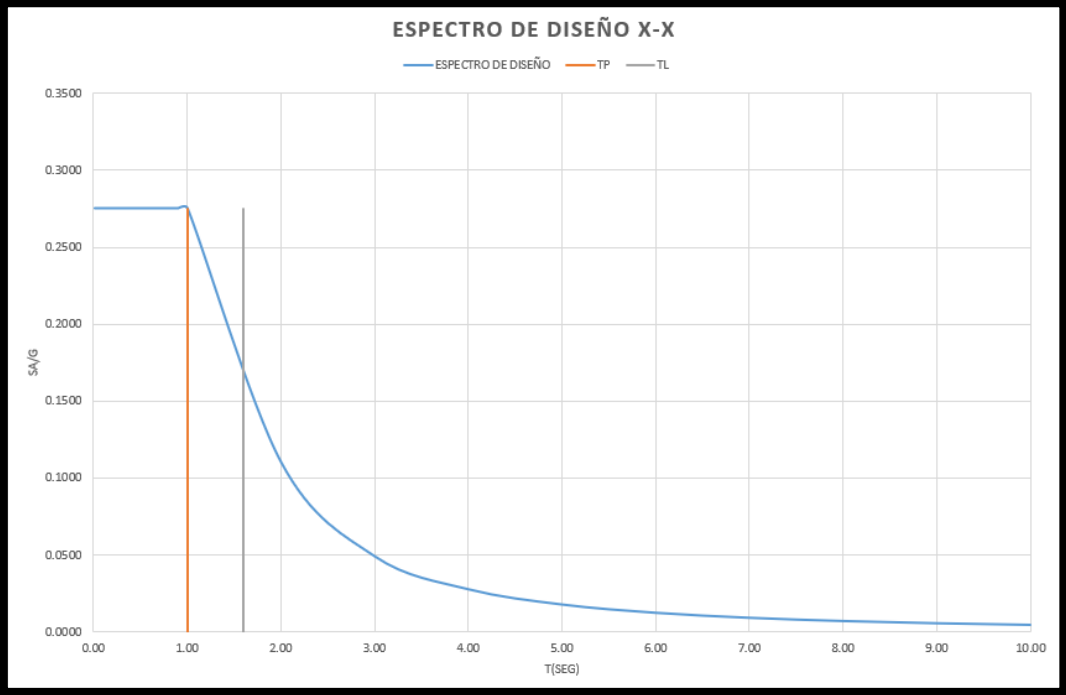
- Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas
 - Eje X – Sistema de Muros Estructurales $R_0 = 6.00$
 - Eje Y – Sistema de Muros Estructurales $R_0 = 6.00$

- Regularidad Estructural
 - Irregularidad en Altura – Sin irregularidad $I_a = 1.00$
 - Irregularidad en Planta – Irregularidad torsional $I_p = 0.75$

- Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas
 - Coef. Reducción en X $R_x = 4.5$
 - Coef. Reducción en Y $R_y = 4.5$

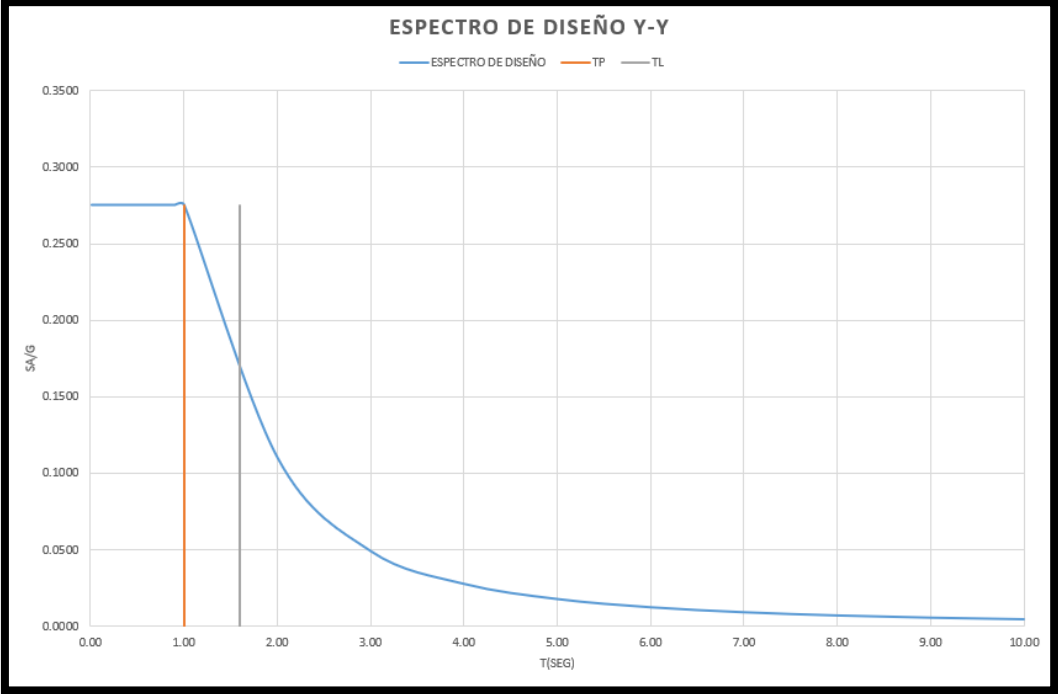
- Espectro de Diseño
 - $ZUCS/R_x = 0.275$
 - $ZUCS/R_y = 0.275$
 - $ZUCS/R_z = 0.183$

Imagen N° 200 Espectro de Diseño en el Eje X – Proyecto Rivera del Mar Módulo I.



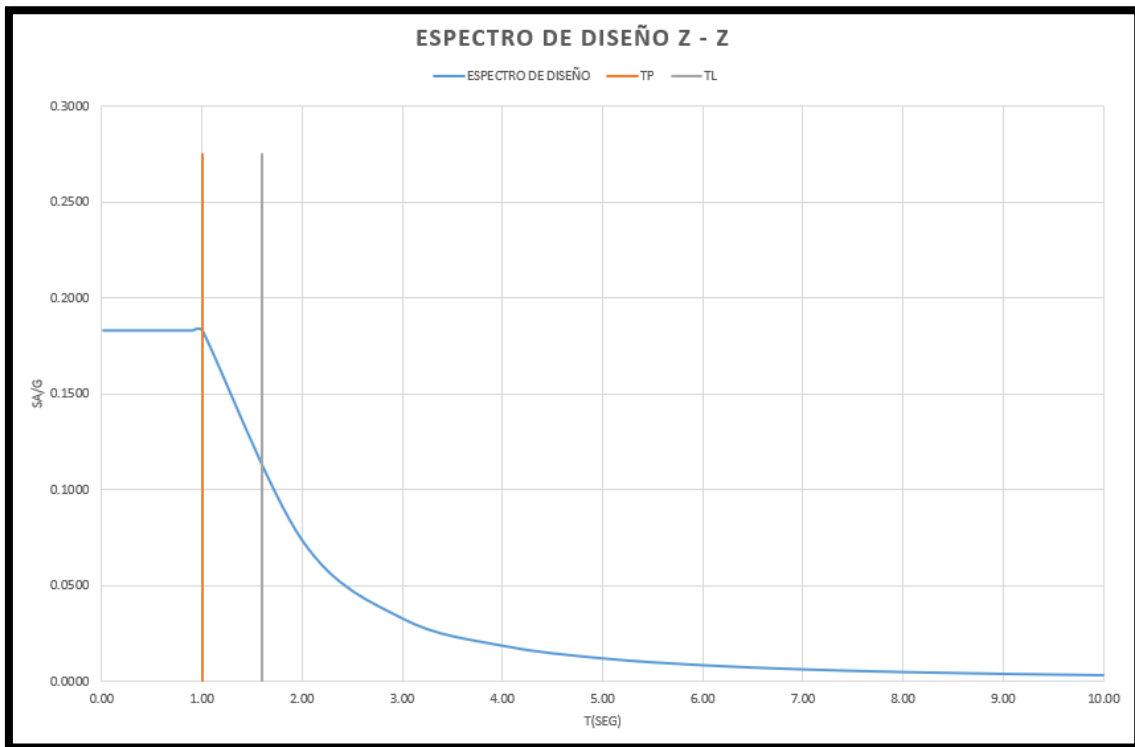
Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 201 Espectro de Diseño en el Eje Y – Proyecto Rivera del Mar Módulo I.



Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 202 Espectro de Diseño en el Eje Z – Proyecto Rivera del Mar Módulo I.



Fuente. Elaboración propia.

3.7.4.1.1.2 Módulo II

- Zonificación

El proyecto se encuentra ubicado en:

- Departamento: Lambayeque
- Provincia: Chiclayo
- Distrito: Pimentel

El Factor de Zona “Z” es 0.45

- Perfil del Suelo

La zona del proyecto presenta un perfil de suelo tipo S3 que pertenece a suelos blandos.

- Parámetros de Sitio (S, T_p y T_L)

- Factor de amplificación del suelo:

$$S = 1.10$$

- Periodo que define la plataforma del factor C

$$T_P = 1.00 \text{ seg}$$

- Periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante

$$T_L = 1.60 \text{ seg}$$

- Periodo Fundamental de Vibración (T) y Factor de Amplificación Sísmica (C)

- Altura total del edificio: $h = 15.20$ metros

- Coeficiente para estimar el periodo $C_{TX} = 60$

Fundamental del edificio $C_{TY} = 60$

- Periodo Estático $T_{XE} = 0.24$ seg

$$T_{YE} = 0.24 \text{ seg}$$

- Factor de Amplificación Sísmica $C_X = 2.50$

$$C_X = 2.50$$

- Categoría de la Edificación y Factor de Uso

El proyecto pertenece a la categoría de edificaciones tipo:

- Edificaciones comunes – Tipo C $U = 1.00$

- Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas

- Eje X – Sistema de Muros Estructurales $R_0 = 6.00$

- Eje Y – Sistema de Muros Estructurales $R_0 = 6.00$

- Regularidad Estructural

- Irregularidad en Altura – Piso Débil $I_a = 0.75$

- Irregularidad en Planta – Irregularidad torsional $I_p = 0.75$

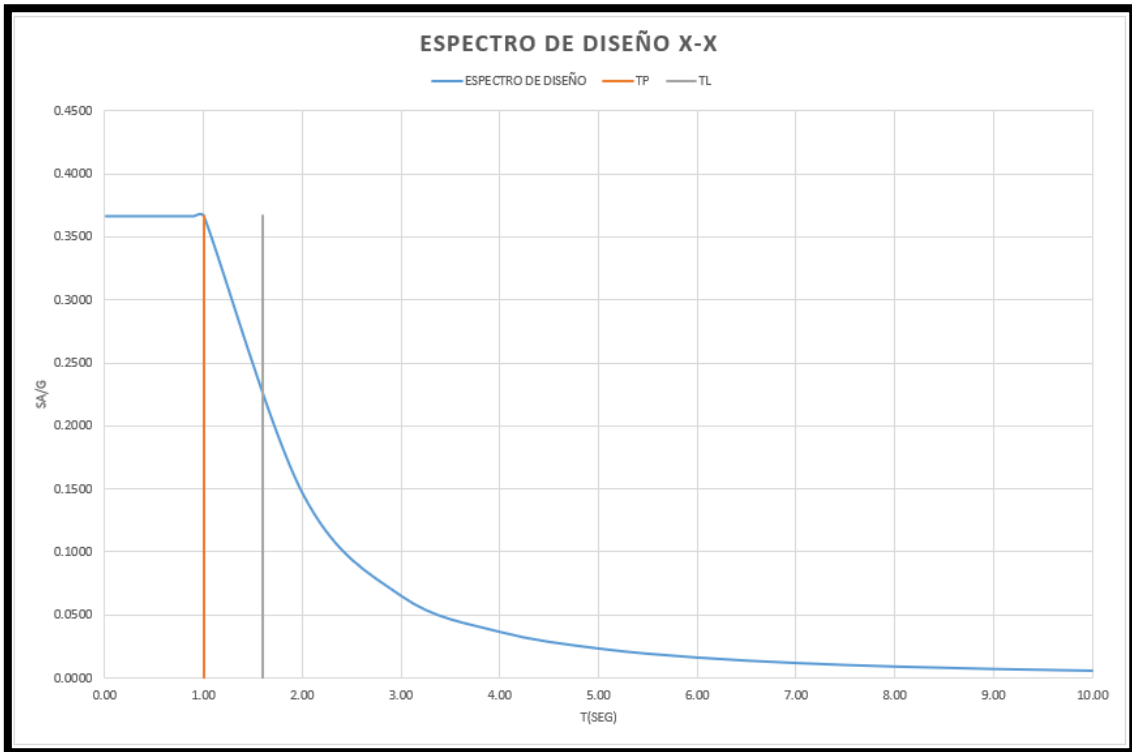
- Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas

- Coef. Reducción en X $R_x = 4.5$

- Coef. Reducción en Y $R_y = 4.5$

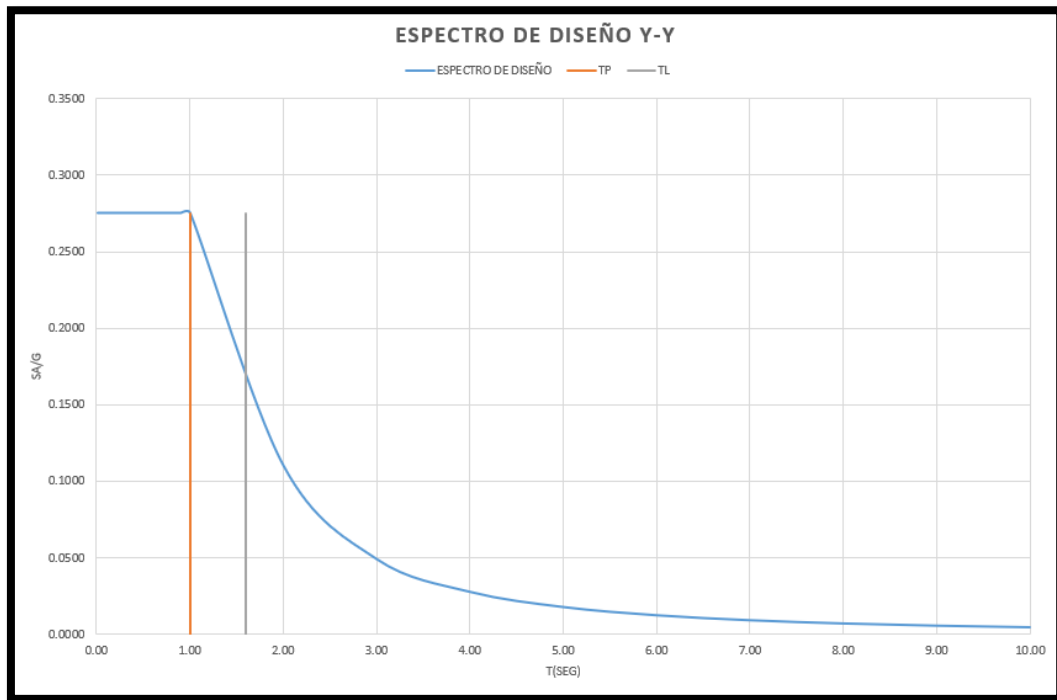
- Espectro de Diseño
 - $ZUCS/R_x = 0.367$
 - $ZUCS/R_y = 0.367$
 - $ZUCS/R_z = 0.244$

Imagen N° 203 Espectro de Diseño en el Eje X – Proyecto Rivera del Mar Módulo II.



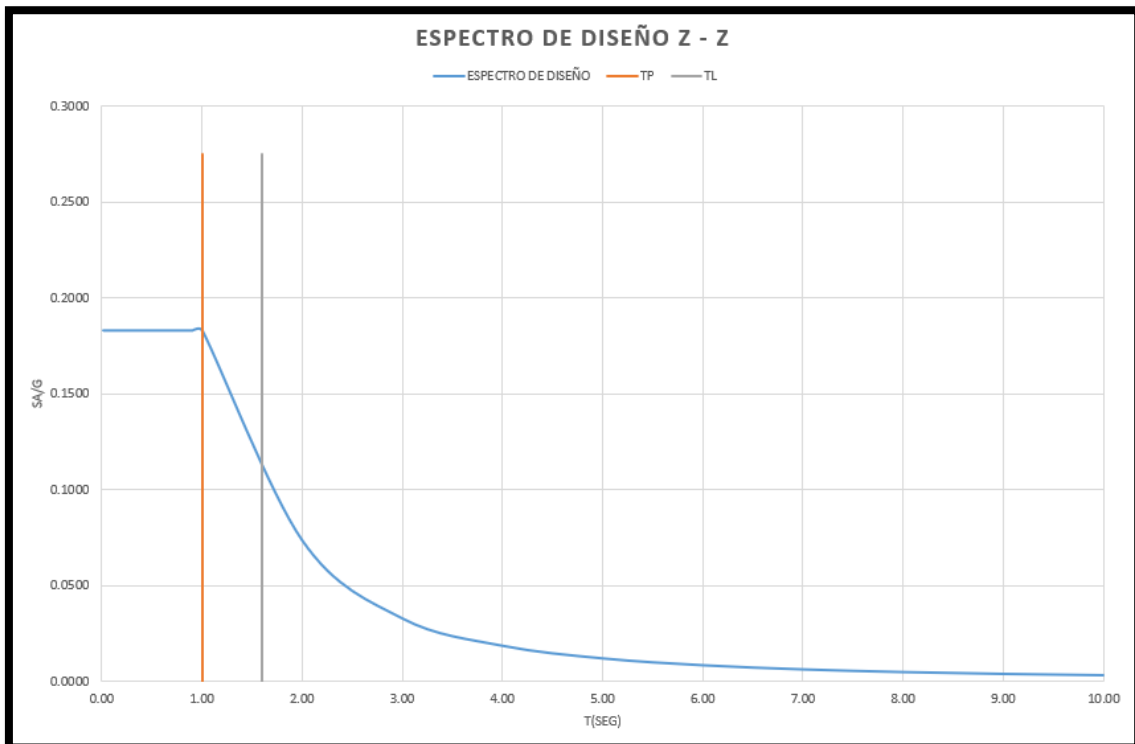
Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 204 Espectro de Diseño en el Eje Y – Proyecto Rivera del Mar Módulo II.



Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 205 Espectro de Diseño en el Eje Z – Proyecto Rivera del Mar Módulo II.



Fuente. Elaboración propia.

3.7.4.1.2 Modelado del Edificio

3.7.4.1.2.1 Módulo I

Las cargas actuantes que están presente en la estructura se detallan a continuación:

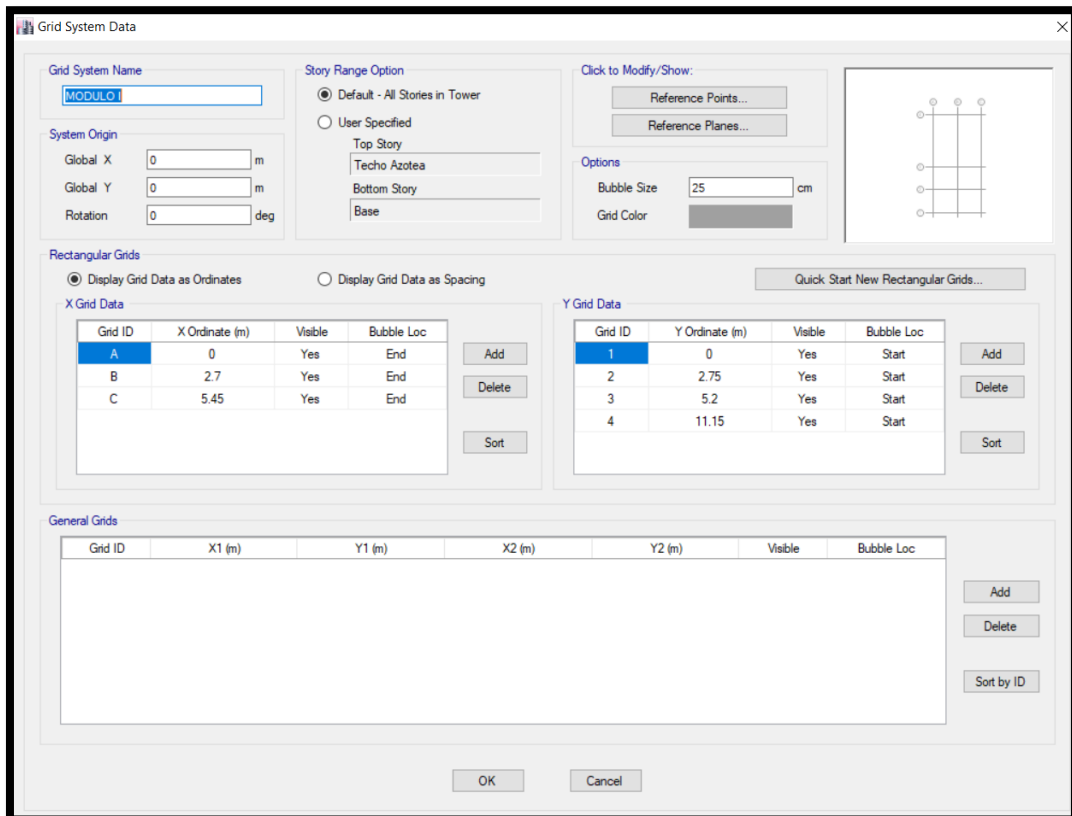
Carga Viva

- Viviendas/ Corredores y Escaleras 200 kg/m²

Carga Muerta

- Unidades de Arcilla Hueca 1350 kg/m³
- Concreto Armado 2400 kg/m³
- Acero 7850 kg/m³

Imagen N° 206 Ejes principales del Módulo I – Edificio Rivera del Mar



Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 207 Propiedades del concreto con $f^c = 280 \text{ kg/cm}^2$.

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box with the following settings:

- General Data:**
 - Material Name: $f^c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 - Material Type: Concrete
 - Directional Symmetry Type: Isotropic
 - Material Display Color: [Color swatch] Change...
 - Material Notes: Modify/Show Notes...
- Material Weight and Mass:**
 - Specify Weight Density Specify Mass Density
 - Weight per Unit Volume: 2400 kg/m³
 - Mass per Unit Volume: 2400 kg/m³
- Mechanical Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 250998.007960223 kgf/cm²
 - Poisson's Ratio, U: 0.2
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C
 - Shear Modulus, G: 104582.5 kgf/cm²
- Design Property Data:**
 - Modify/Show Material Property Design Data...
- Advanced Material Property Data:**
 - Nonlinear Material Data...
 - Material Damping Properties...
 - Time Dependent Properties...

Buttons: OK, Cancel

Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 208 Propiedades del concreto con $f^c = 350 \text{ kg/cm}^2$.

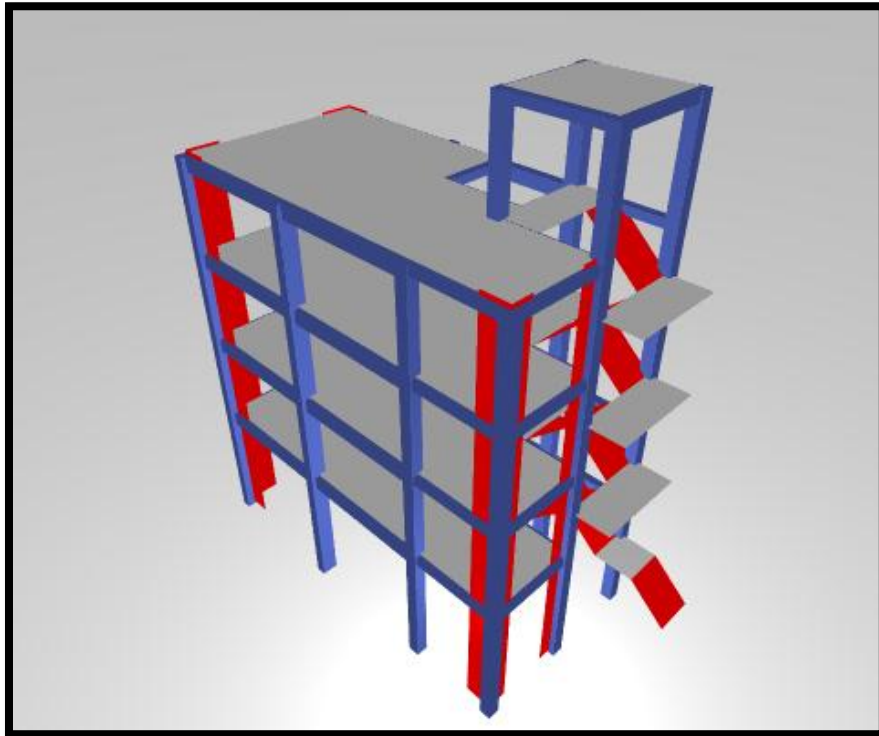
The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box with the following settings:

- General Data:**
 - Material Name: $f^c = 350 \text{ kg/cm}^2$
 - Material Type: Concrete
 - Directional Symmetry Type: Isotropic
 - Material Display Color: [Color swatch] Change...
 - Material Notes: Modify/Show Notes...
- Material Weight and Mass:**
 - Specify Weight Density Specify Mass Density
 - Weight per Unit Volume: 2400 kg/m³
 - Mass per Unit Volume: 2400 kg/m³
- Mechanical Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 280624.304008046 kgf/cm²
 - Poisson's Ratio, U: 0.2
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C
 - Shear Modulus, G: 116926.79 kgf/cm²
- Design Property Data:**
 - Modify/Show Material Property Design Data...
- Advanced Material Property Data:**
 - Nonlinear Material Data...
 - Material Damping Properties...
 - Time Dependent Properties...

Buttons: OK, Cancel

Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 209 Estructura del módulo I – Edificio Rivera del Mar.



Fuente. Elaboración propia.

3.7.4.1.2.2 Módulo II

Las cargas actuantes que están presente en la estructura se detallan a continuación:

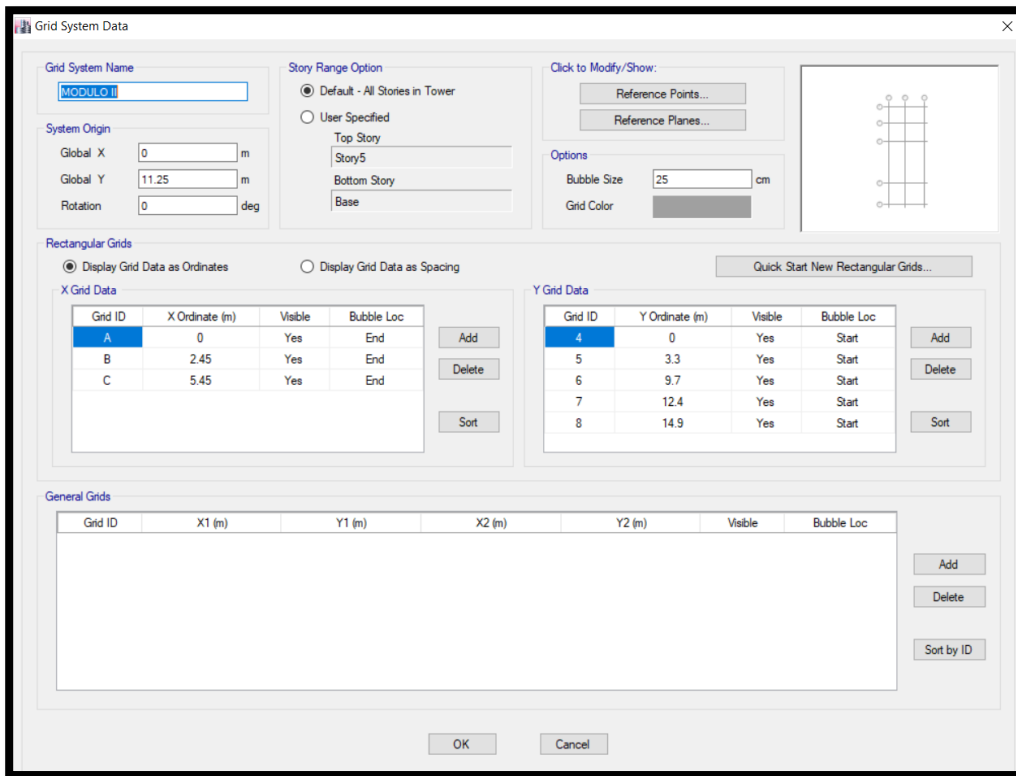
Carga Viva

- Viviendas/ Corredores y Escaleras 200 kg/m²

Carga Muerta

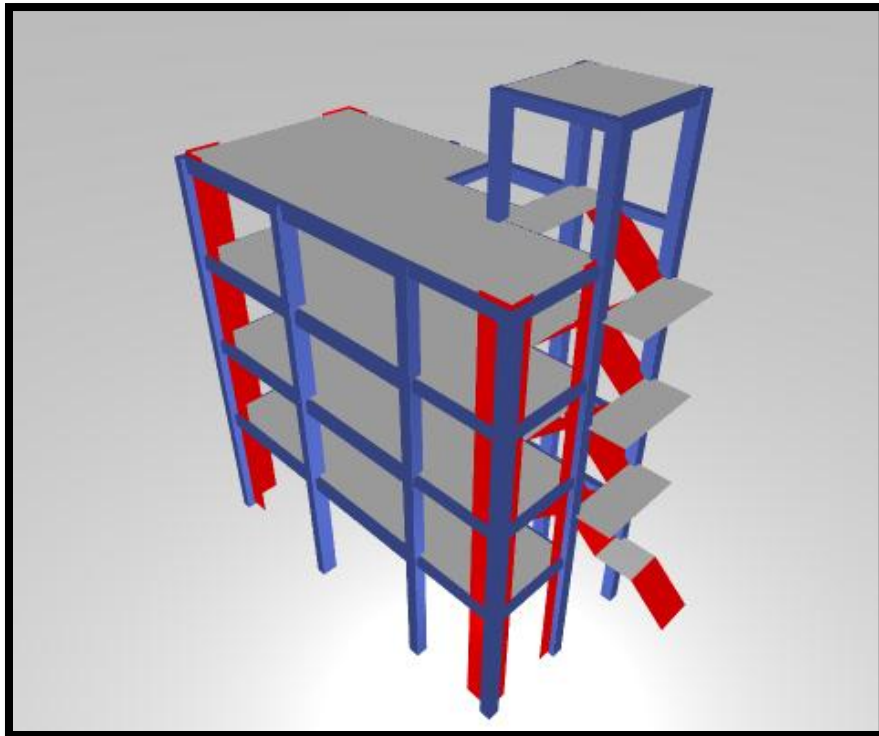
- Unidades de Arcilla Hueca 1350 kg/m³
- Concreto Armado 2400 kg/m³
- Acero 7850 kg/m³

Imagen N° 210 Ejes principales del Módulo II – Edificio Rivera del Mar



Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 211 Estructura del módulo II – Edificio Rivera del Mar.



Fuente. Elaboración propia.

3.7.4.2 Proyecto “Las Olas”

3.7.4.2.1 Parámetros Sísmicos

- Zonificación

El proyecto se encuentra ubicado en:

- Departamento: Lambayeque
- Provincia: Chiclayo
- Distrito: Pimentel

El Factor de Zona “Z” es 0.45

- Perfil del Suelo

La zona del proyecto presenta un perfil de suelo tipo S3 que pertenece a suelos blandos.

- Parámetros de Sitio (S, T_P y T_L)

- Factor de amplificación del suelo:

$$S = 1.10$$

- Periodo que define la plataforma del factor C

$$T_P = 1.00 \text{ seg}$$

- Periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante

$$T_L = 1.60 \text{ seg}$$

- Periodo Fundamental de Vibración (T) y Factor de Amplificación Sísmica (C)

- Altura total del edificio: $h = 29.40$ metros

- Coeficiente para estimar el periodo $C_{TX} = 60$

Fundamental del edificio $C_{TY} = 60$

- Periodo Estático $T_{XE} = 0.49$ seg

$$T_{YE} = 0.49 \text{ seg}$$

- Factor de Amplificación Sísmica $C_X = 2.50$

$$C_X = 2.50$$

- Categoría de la Edificación y Factor de Uso

El proyecto pertenece a la categoría de edificaciones tipo:

- Edificaciones comunes – Tipo C $U = 1.00$

- Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas

- Eje X – Sistema Dual $R_0 = 7.00$
- Eje Y – Sistema de Muros Estructurales $R_0 = 6.00$

- Regularidad Estructural

- Irregularidad en Altura – Sin irregularidad $I_a = 1.00$
- Irregularidad en Planta – Discontinuidad del Diafragma $I_p = 0.85$

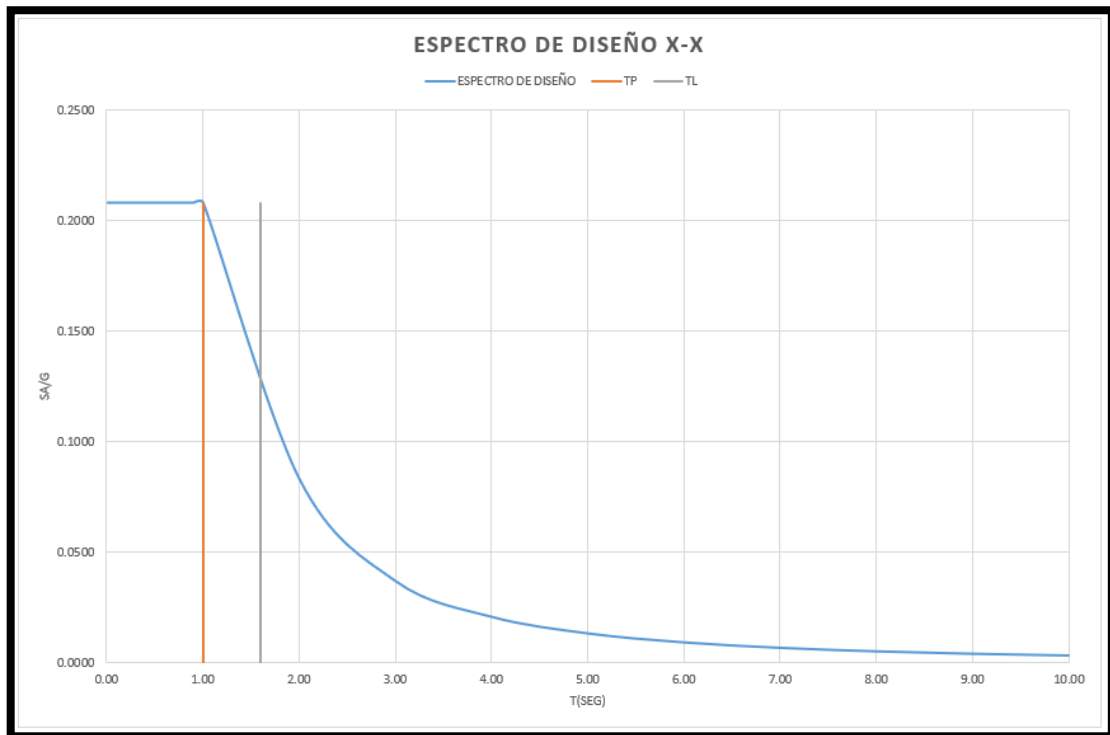
- Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas

- Coef. Reducción en X $R_x = 5.95$
- Coef. Reducción en Y $R_y = 5.10$

- Espectro de Diseño

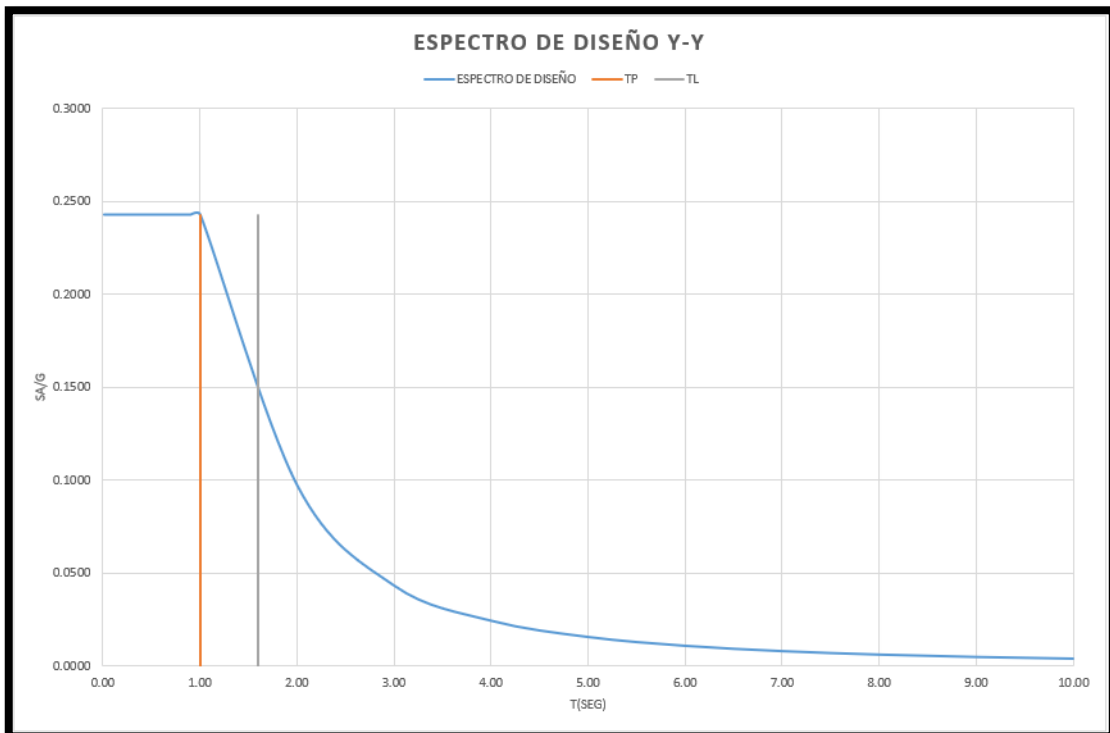
- $ZUCS/R_x = 0.208$
- $ZUCS/R_y = 0.243$
- $ZUCS/R_z = 0.162$

Imagen N° 212 Espectro de Diseño en el Eje X – Proyecto Las Olas.



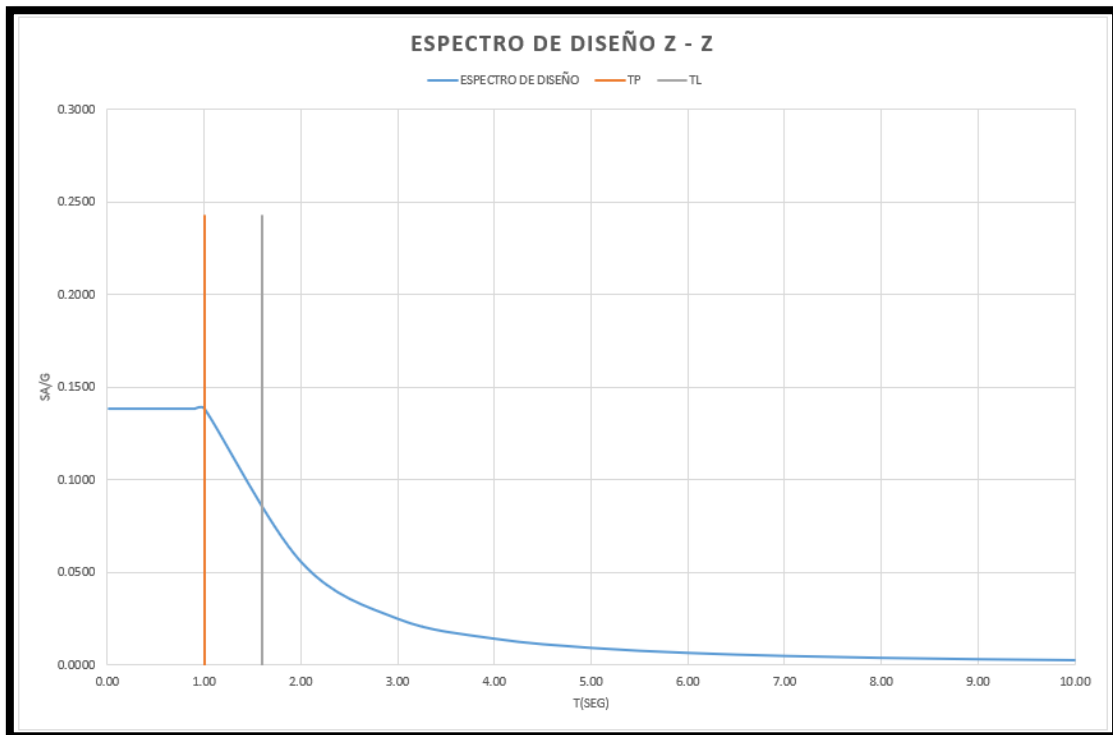
Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 213 Espectro de Diseño en el Eje Y – Proyecto Las Olas.



Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 214 Espectro de Diseño en el Eje Z – Proyecto Las Olas.



Fuente. Elaboración propia.

3.7.4.2.2 Modelado del Edificio

Las cargas actuantes que están presente en la estructura se detallan a continuación:

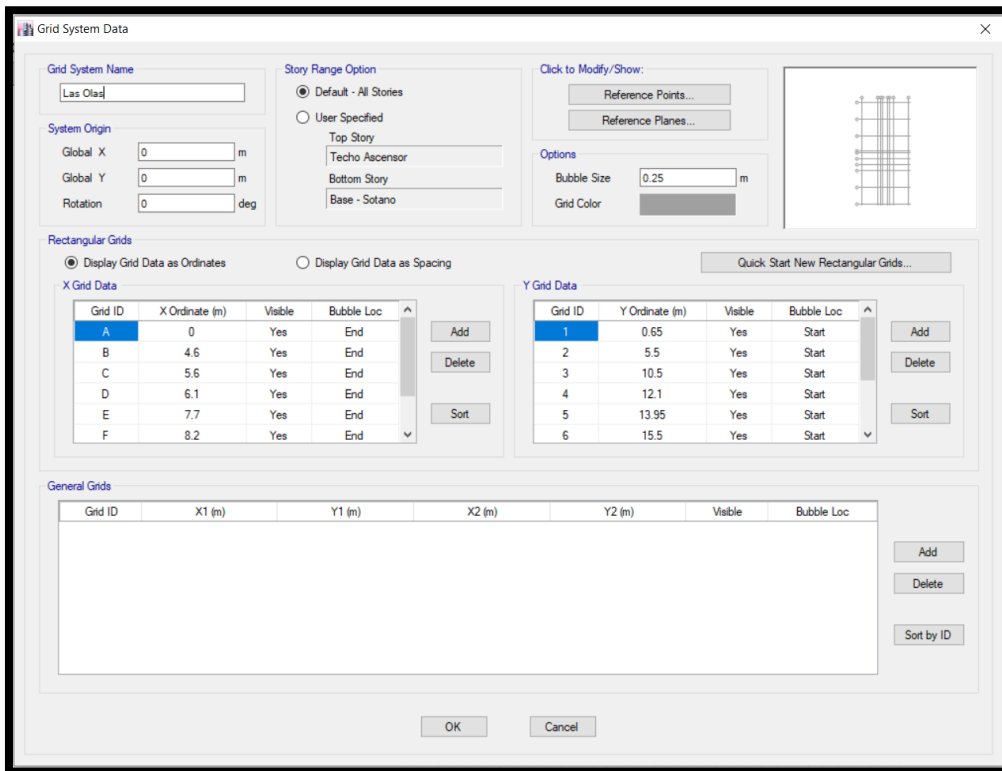
Carga Viva

- Viviendas/ Corredores y Escaleras 200 kg/m²
- Estacionamiento 500 kg/m²

Carga Muerta

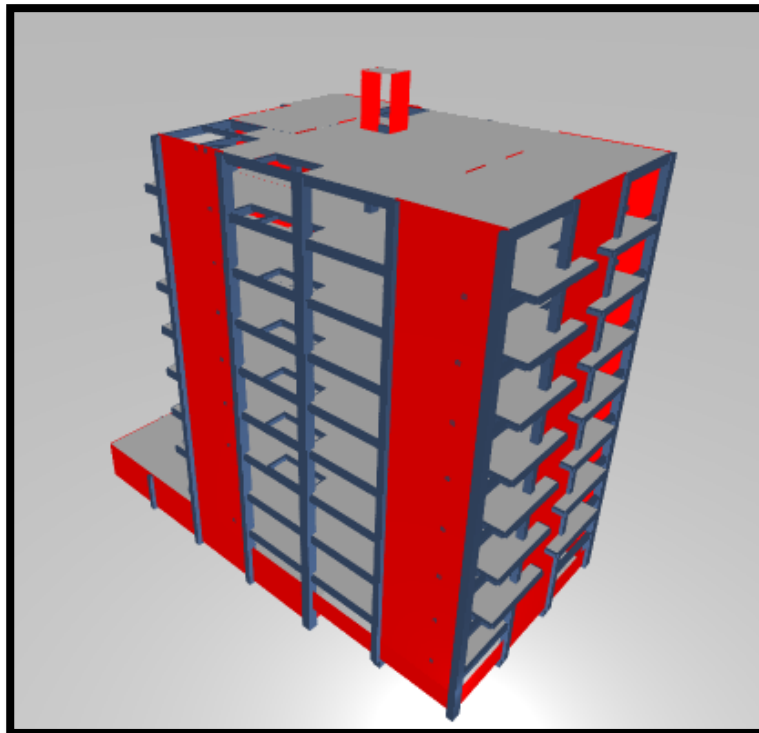
- Unidades de Arcilla Hueca 1350 kg/m³
- Concreto Armado 2400 kg/m³
- Acero 7850 kg/m³

Imagen N° 215 Ejes principales del Edificio Las Olas



Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 216 Estructura del Edificio Las Olas.



Fuente. Elaboración propia.

3.7.4.3 Proyecto “Spondylus”

3.7.4.3.1 Parámetros sísmicos

3.7.4.3.1.1 Módulo I

- Zonificación

El proyecto se encuentra ubicado en:

- Departamento: Lambayeque
- Provincia: Chiclayo
- Distrito: Pimentel

El Factor de Zona “Z” es 0.45

- Perfil del Suelo

La zona del proyecto presenta un perfil de suelo tipo S1 que pertenece a suelos blandos.

- Parámetros de Sitio (S, T_P y T_L)

- Factor de amplificación del suelo:

$$S = 1.00$$

- Periodo que define la plataforma del factor C

$$T_P = 0.40 \text{ seg}$$

- Periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante

$$T_L = 2.50 \text{ seg}$$

- Periodo Fundamental de Vibración (T) y Factor de Amplificación Sísmica (C)

- Altura total del edificio: $h = 31.50$ metros

- Coeficiente para estimar el periodo $C_{TX} = 60$

Fundamental del edificio $C_{TY} = 60$

- Periodo Estático $T_{XE} = 0.53$ seg

$$T_{YE} = 0.53 \text{ seg}$$

- Factor de Amplificación Sísmica $C_x = 2.50$
 $C_x = 2.50$

- Categoría de la Edificación y Factor de Uso
El proyecto pertenece a la categoría de edificaciones tipo:
 - Edificaciones comunes – Tipo C $U = 1.00$

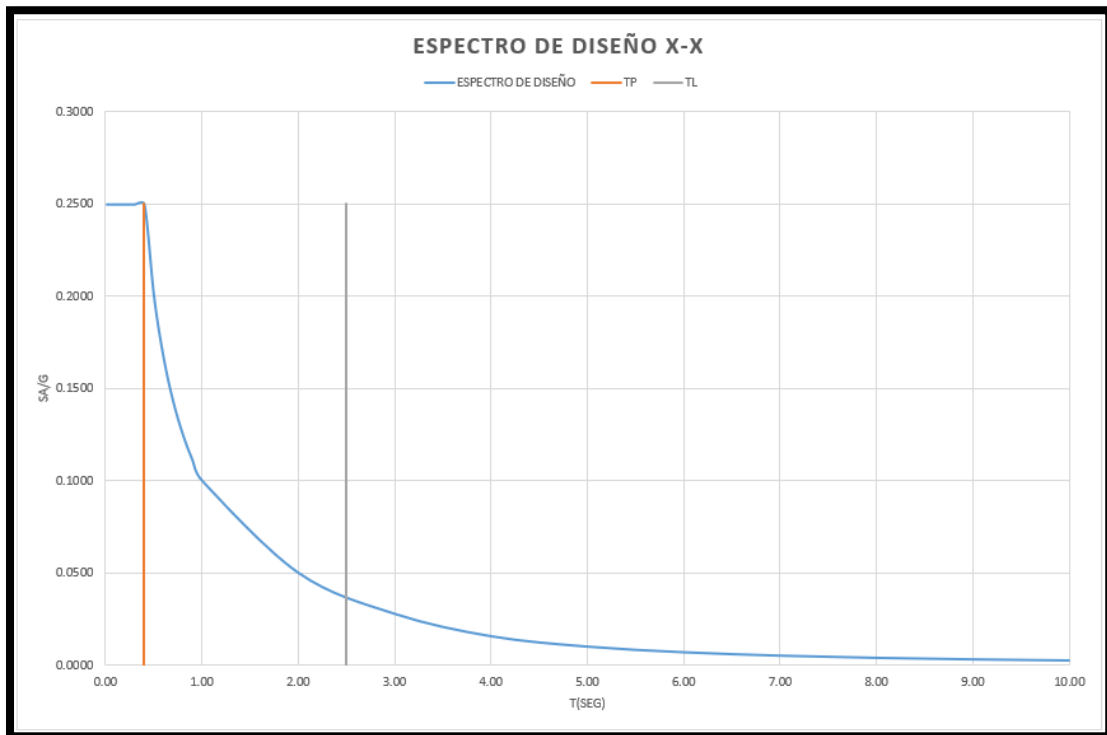
- Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas
 - Eje X – Sistema de Muros Estructurales $R_0 = 6.00$
 - Eje Y – Sistema de Dual $R_0 = 7.00$

- Regularidad Estructural
 - Irregularidad en Altura – Sin irregularidad $I_a = 1.00$
 - Irregularidad en Planta – Torsional $I_p = 0.75$

- Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas
 - Coef. Reducción en X $R_x = 4.50$
 - Coef. Reducción en Y $R_y = 5.25$

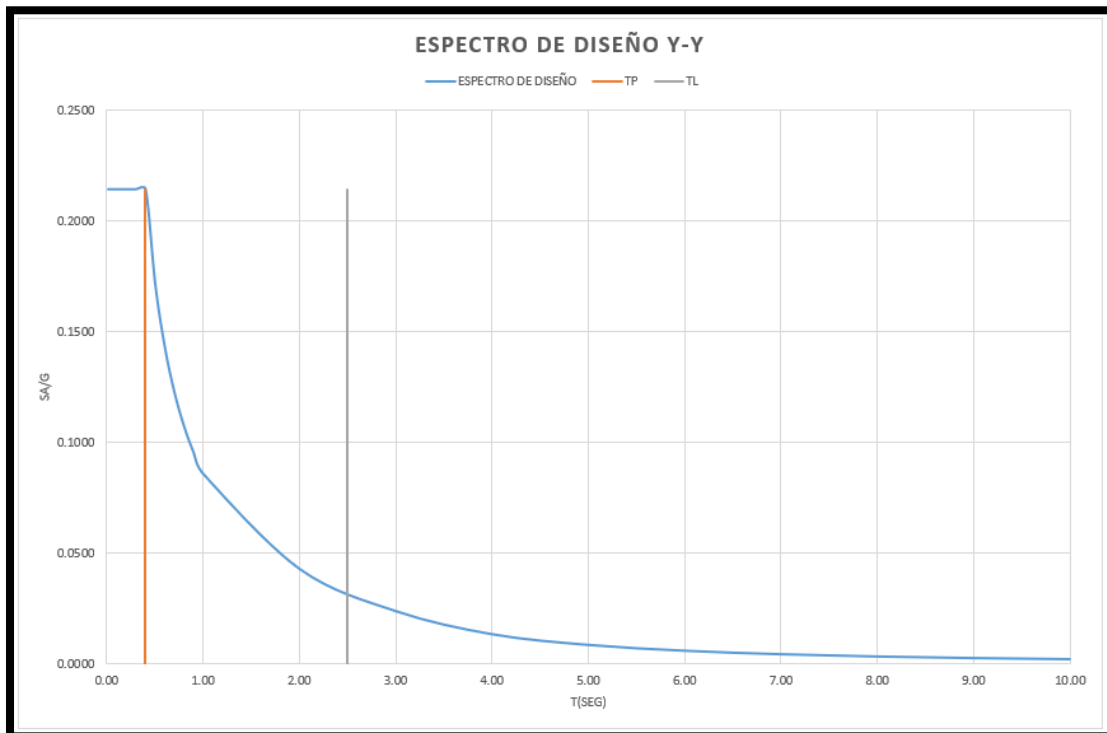
- Espectro de Diseño
 - $ZUCS/R_x = 0.25$
 - $ZUCS/R_y = 0.214$
 - $ZUCS/R_z = 0.17$

Imagen N° 217 Espectro de Diseño en el Eje X del Módulo I – Proyecto Spondylus.



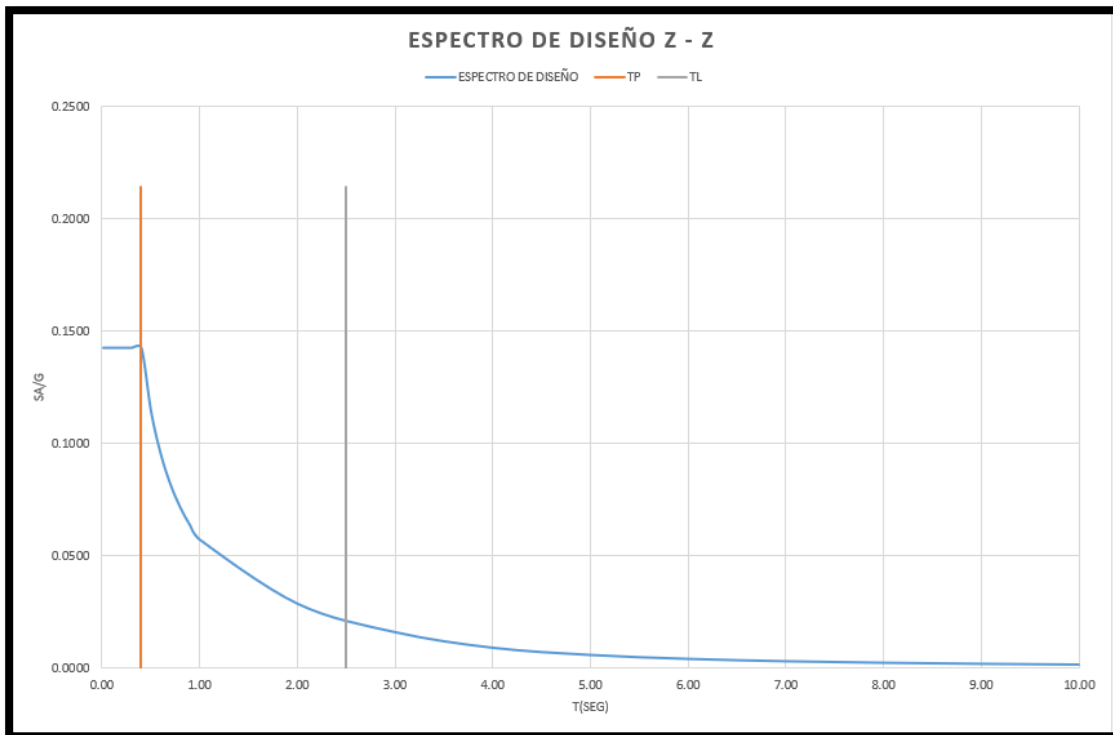
Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 218 Espectro de Diseño en el Eje Y del Módulo – Proyecto Spondylus.



Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 219 Espectro de Diseño en el Eje Y – Proyecto Spondylus.



Fuente. Elaboración propia.

3.7.4.3.2 Modelado del Edificio

3.7.4.3.2.1 Módulo I

Las cargas actuantes que están presente en la estructura se detallan a continuación:

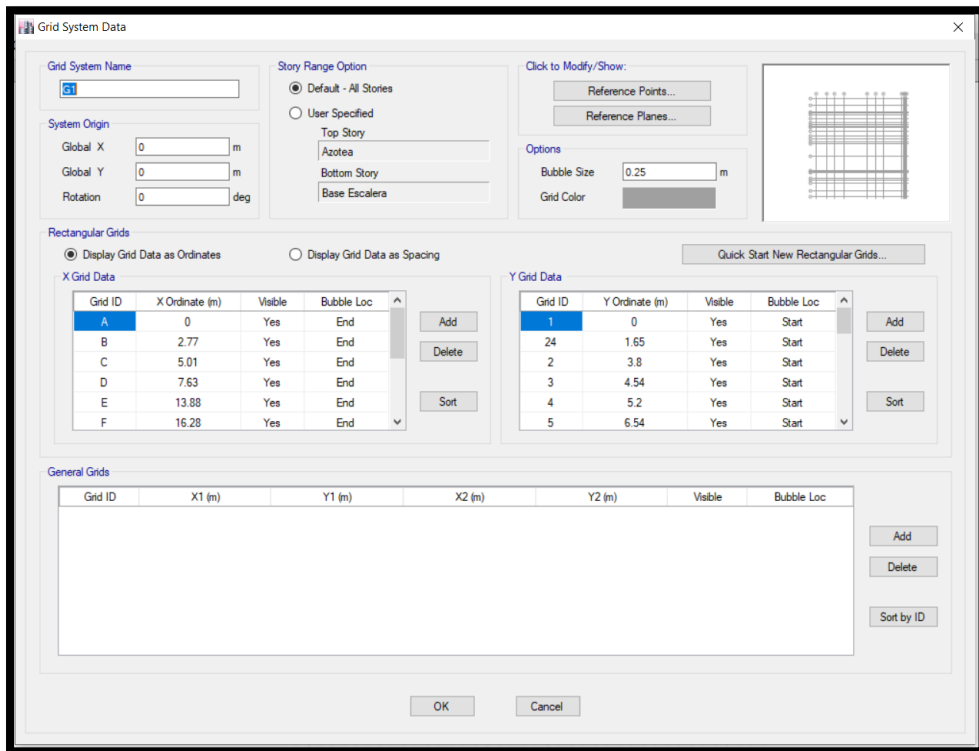
Carga Viva

- Viviendas/ Corredores y Escaleras 200 kg/m²
- Estacionamiento 500 kg/m²

Carga Muerta

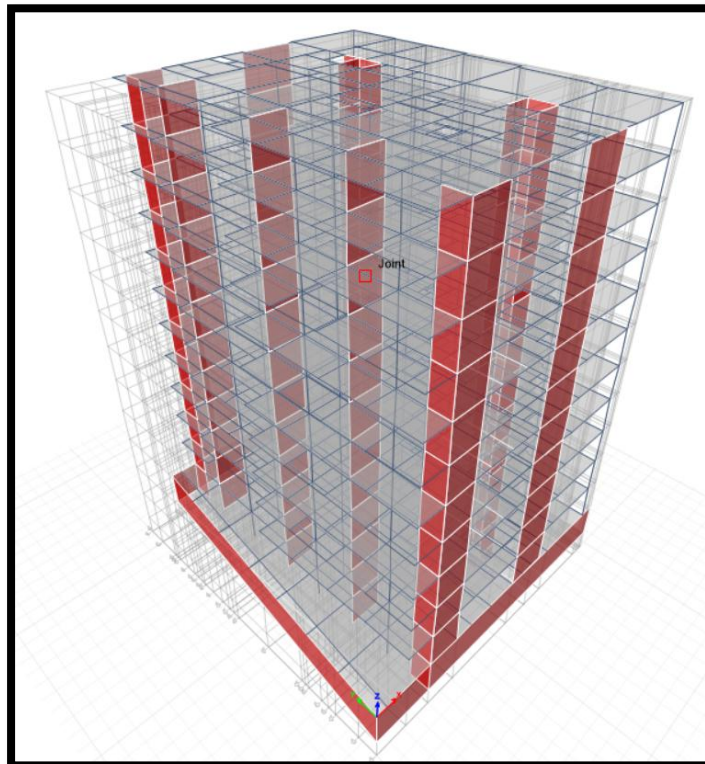
- Unidades de Arcilla Hueca 1350 kg/m³
- Concreto Armado 2400 kg/m³
- Acero 7850 kg/m³

Imagen N° 220 Ejes principales del Módulo I – Edificio Spondylus.



Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 221 Estructura del Módulo I – Edificio Spondylus.



Fuente. Elaboración propia.

3.7.4.3.2.2 Módulo II

Las cargas actuantes que están presente en la estructura se detallan a continuación:

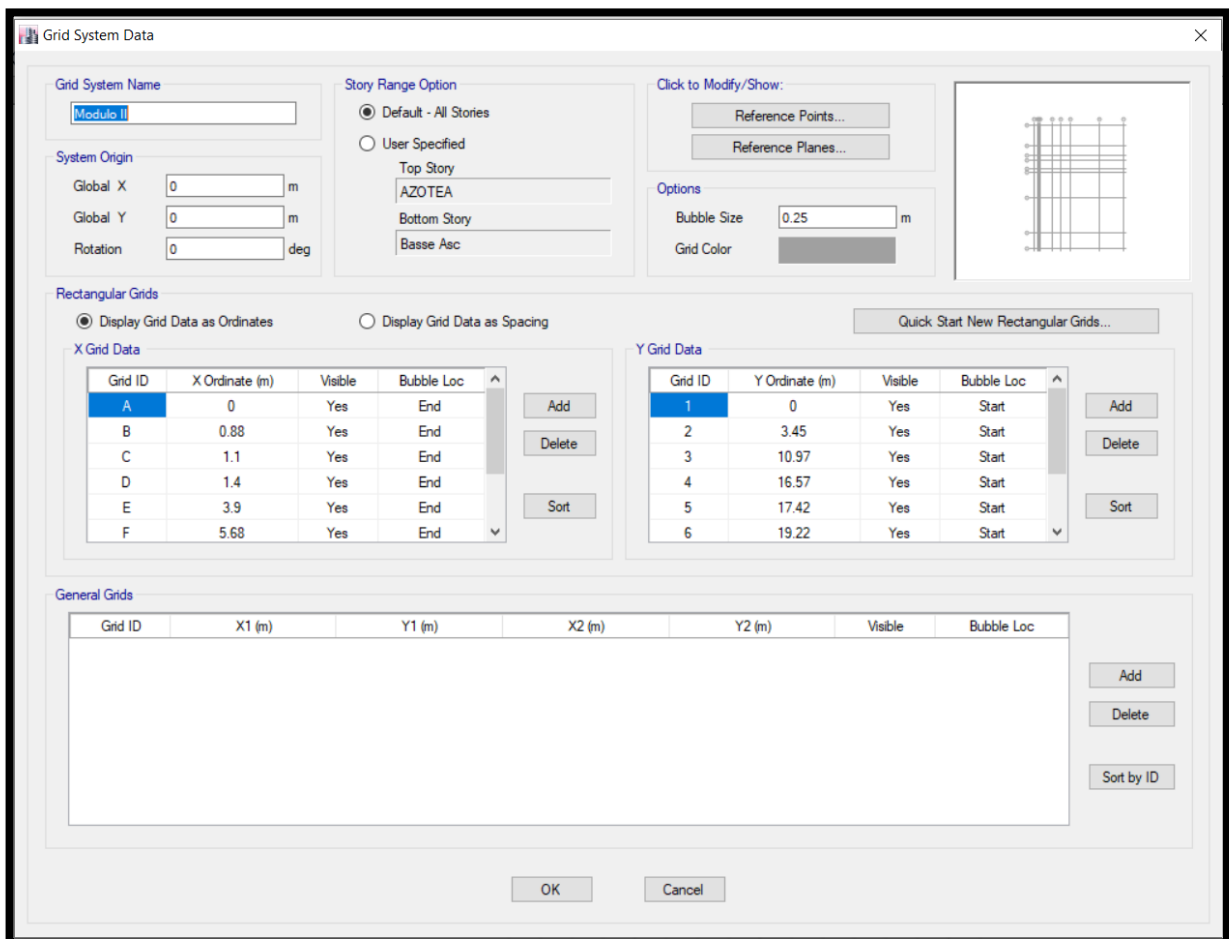
Carga Viva

- Viviendas/ Corredores y Escaleras 200 kg/m²
- Estacionamiento 500 kg/m²

Carga Muerta

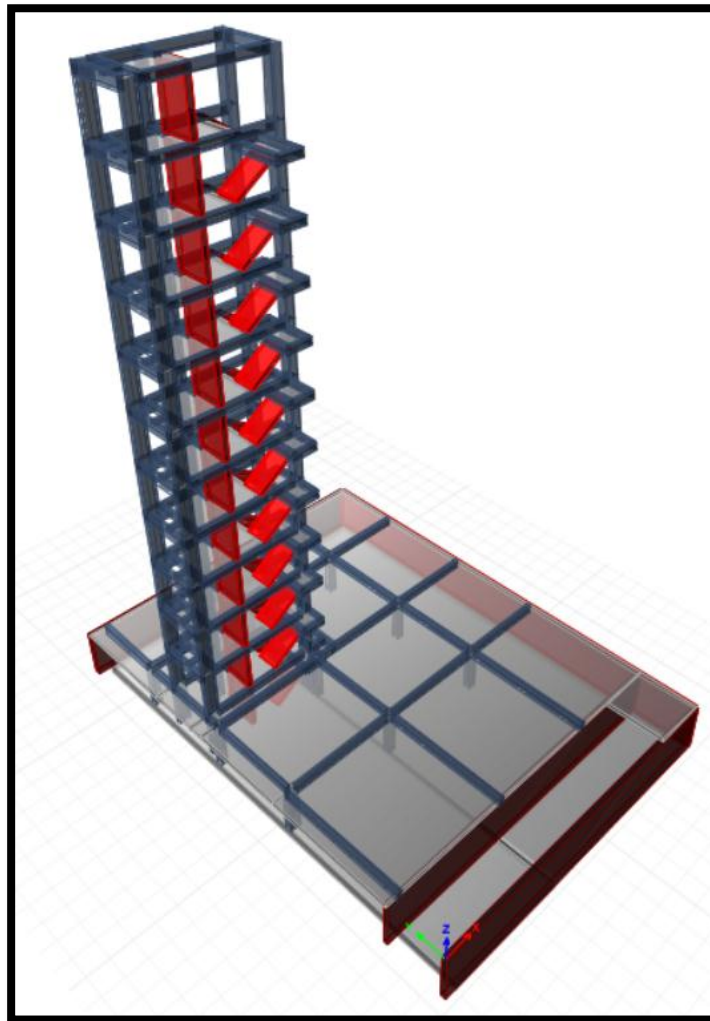
- Unidades de Arcilla Hueca 1350 kg/m³
- Concreto Armado 2400 kg/m³
- Acero 7850 kg/m³

Imagen N° 222 Ejes principales del Módulo II – Edificio Spondylus.



Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 223 Estructura del Módulo II - Edificio Spondylus.



Fuente. Elaboración propia.

3.7.4.4 Proyecto “Elsa Torres”

3.7.4.4.1 Parámetros sísmicos

3.7.4.4.1.1 Módulo I

- Zonificación

El proyecto se encuentra ubicado en:

- Departamento: Lambayeque
- Provincia: Chiclayo
- Distrito: Pimentel

El Factor de Zona “Z” es 0.45

- Perfil del Suelo

La zona del proyecto presenta un perfil de suelo tipo S3 que pertenece a suelos blandos.

- Parámetros de Sitio (S, T_P y T_L)

- Factor de amplificación del suelo:

$$S = 1.10$$

- Periodo que define la plataforma del factor C

$$T_P = 1.00 \text{ seg}$$

- Periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante

$$T_L = 1.60 \text{ seg}$$

- Periodo Fundamental de Vibración (T) y Factor de Amplificación Sísmica (C)

- Altura total del edificio: $h = 12.40$ metros

- Coeficiente para estimar el periodo
Fundamental del edificio $C_{TX} = 60$
 $C_{TY} = 60$

- Periodo Estático $T_{XE} = 0.21$ seg
 $T_{YE} = 0.21$ seg

- Factor de Amplificación Sísmica $C_X = 2.50$
 $C_X = 2.50$

- Categoría de la Edificación y Factor de Uso

El proyecto pertenece a la categoría de edificaciones tipo:

- Edificaciones comunes – Tipo C $U = 1.00$

- Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas

- Eje X – Sistema de Muros Estructurales $R_0 = 6.00$
- Eje Y – Sistema de Muros Estructurales $R_0 = 6.00$

- Regularidad Estructural

- Irregularidad en Altura – Sin irregularidad $I_a = 1.00$
- Irregularidad en Planta – Torsional $I_p = 0.75$

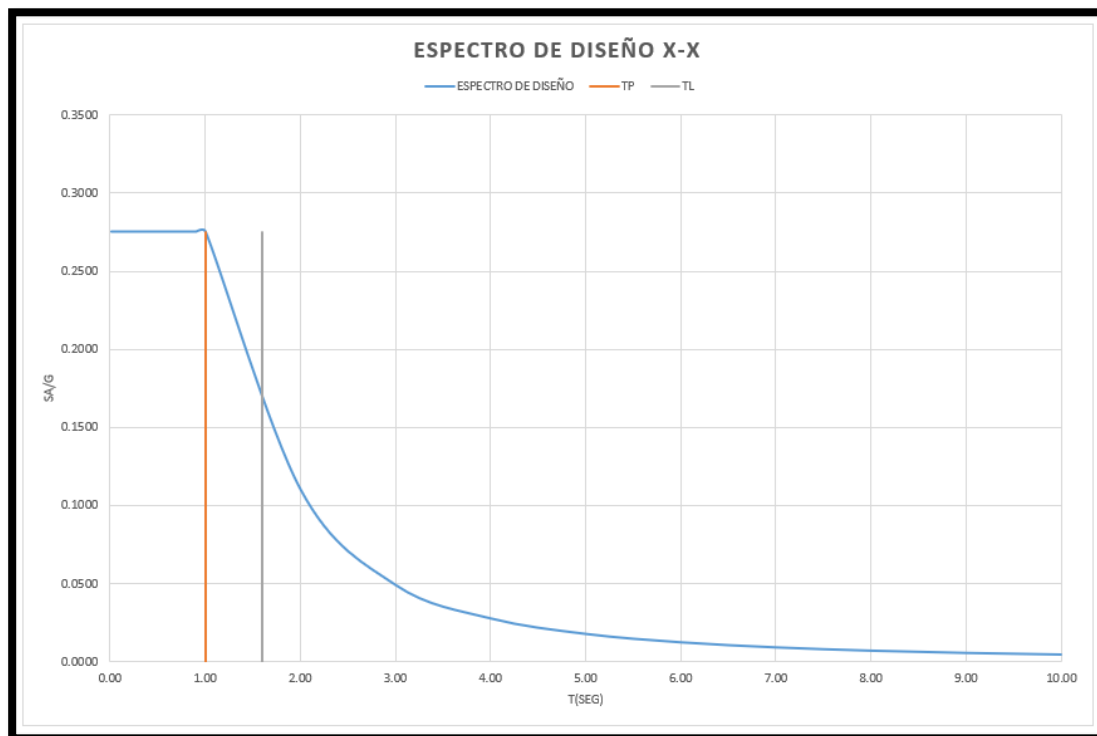
- Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas

- Coef. Reducción en X $R_x = 4.50$
- Coef. Reducción en Y $R_y = 4.50$

- Espectro de Diseño

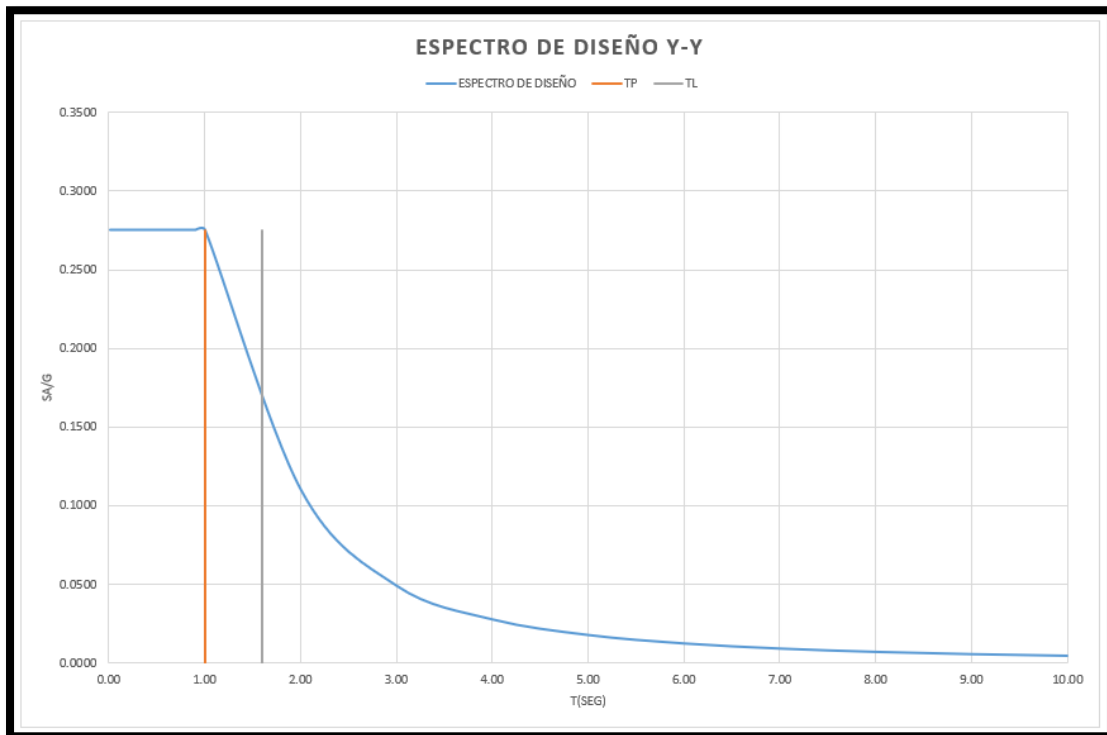
- $ZUCS/R_x = 0.275$
- $ZUCS/R_y = 0.275$
- $ZUCS/R_z = 0.183$

Imagen N° 224 Espectro de Diseño en el Eje X del Módulo I – Proyecto Elsa Torres.



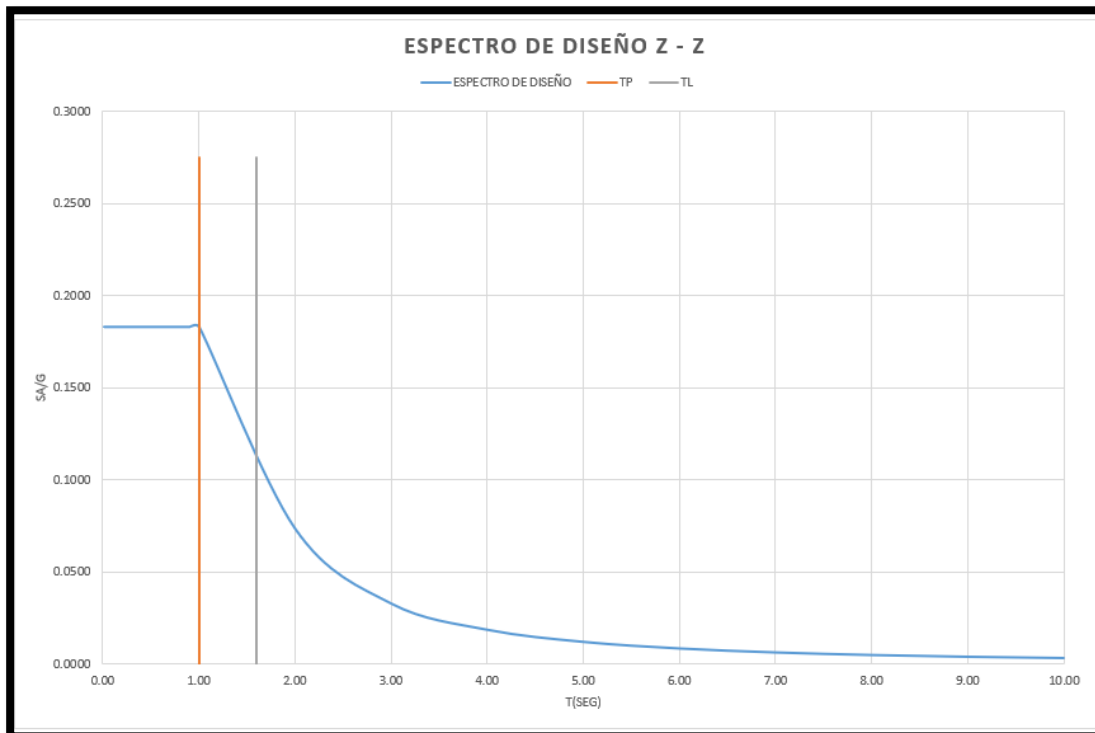
Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 225 Espectro de Diseño en el Eje Y del Módulo I – Proyecto Elsa Torres.



Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 226 Espectro de Diseño en el Eje Y del Módulo I– Proyecto Elsa Torres.



Fuente. Elaboración propia.

3.7.4.4.1.2 Módulo II

- Zonificación

El proyecto se encuentra ubicado en:

- Departamento: Lambayeque
- Provincia: Chiclayo
- Distrito: Pimentel

El Factor de Zona “Z” es 0.45

- Perfil del Suelo

La zona del proyecto presenta un perfil de suelo tipo S3 que pertenece a suelos blandos.

- Parámetros de Sitio (S, T_P y T_L)

- Factor de amplificación del suelo:

$$S = 1.10$$

- Periodo que define la plataforma del factor C

$$T_P = 1.00 \text{ seg}$$

- Periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante

$$T_L = 1.60 \text{ seg}$$

- Periodo Fundamental de Vibración (T) y Factor de Amplificación Sísmica (C)

- Altura total del edificio: $h = 12.40$ metros

- Coeficiente para estimar el periodo $C_{TX} = 60$

Fundamental del edificio $C_{TY} = 60$

- Periodo Estático $T_{XE} = 0.21$ seg

$$T_{YE} = 0.21 \text{ seg}$$

- Factor de Amplificación Sísmica $C_X = 2.50$

$$C_X = 2.50$$

- Categoría de la Edificación y Factor de Uso

El proyecto pertenece a la categoría de edificaciones tipo:

- Edificaciones comunes – Tipo C $U = 1.00$

- Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas

- Eje X – Sistema de Muros Estructurales $R_0 = 6.00$
- Eje Y – Sistema de Muros Estructurales $R_0 = 6.00$

- Regularidad Estructural

- Irregularidad en Altura – Sin irregularidad $I_a = 1.00$
- Irregularidad en Planta – Torsional $I_p = 0.75$

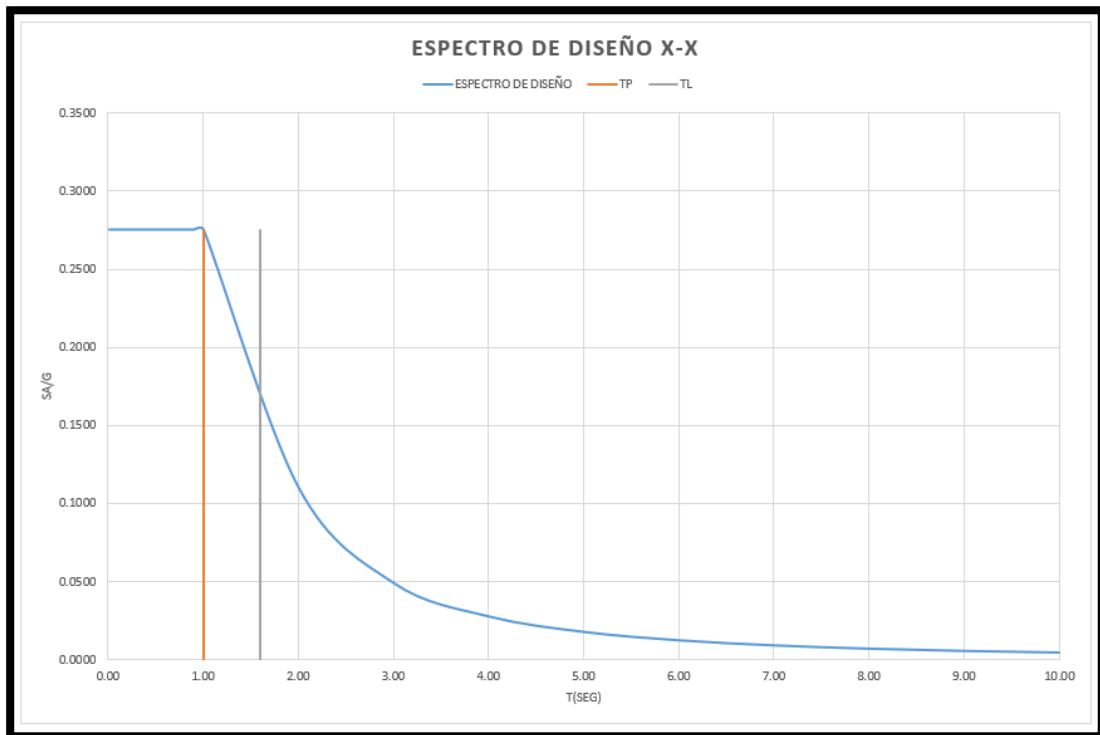
- Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas

- Coef. Reducción en X $R_x = 4.50$
- Coef. Reducción en Y $R_y = 4.50$

- Espectro de Diseño

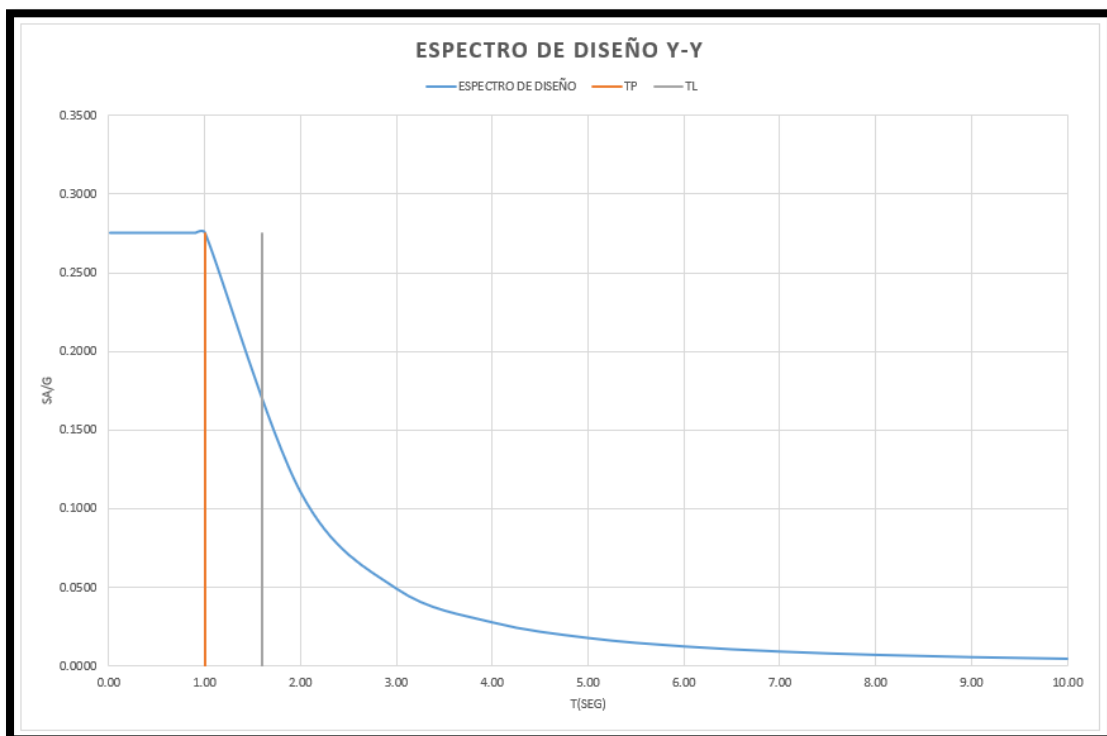
- $ZUCS/R_x = 0.275$
- $ZUCS/R_y = 0.275$
- $ZUCS/R_z = 0.183$

Imagen N° 227 Espectro de Diseño en el Eje X del Módulo II – Proyecto Elsa Torres.



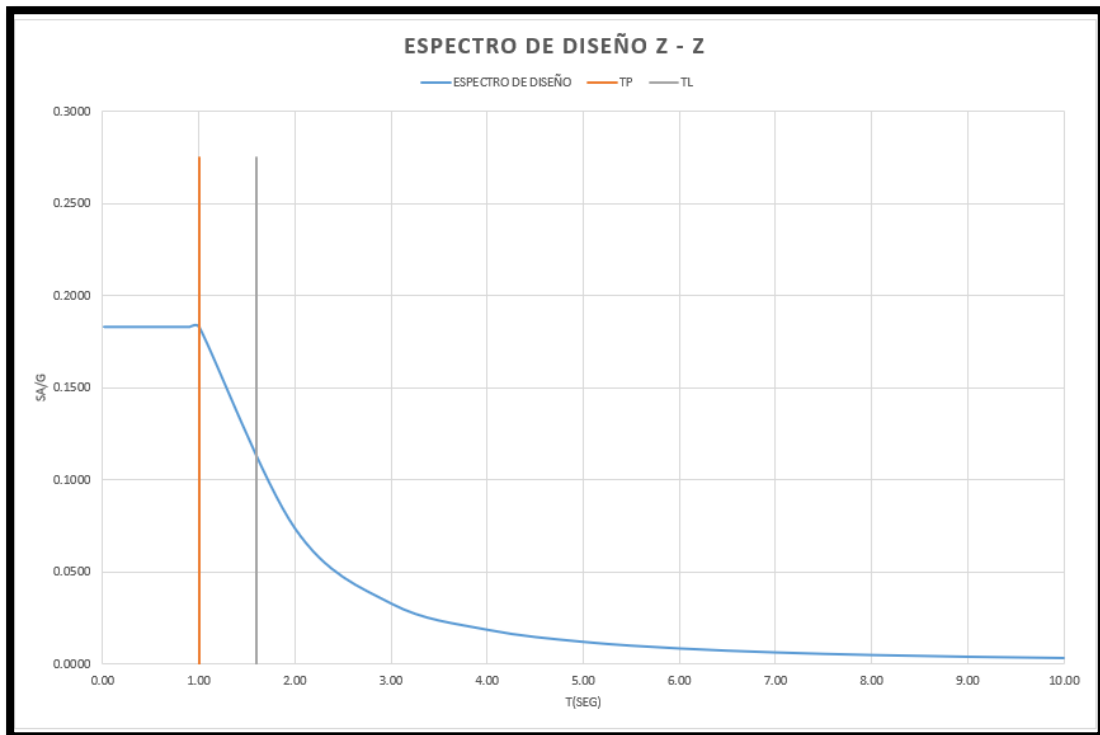
Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 228 Espectro de Diseño en el Eje Y del Módulo II – Proyecto Elsa Torres.



Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 229 Espectro de Diseño en el Eje Y del Módulo II– Proyecto Elsa Torres.



Fuente. Elaboración propia.

3.7.4.4.2 Modelado del Edificio

3.7.4.4.2.1 Módulo I

Las cargas actuantes que están presente en la estructura se detallan a continuación:

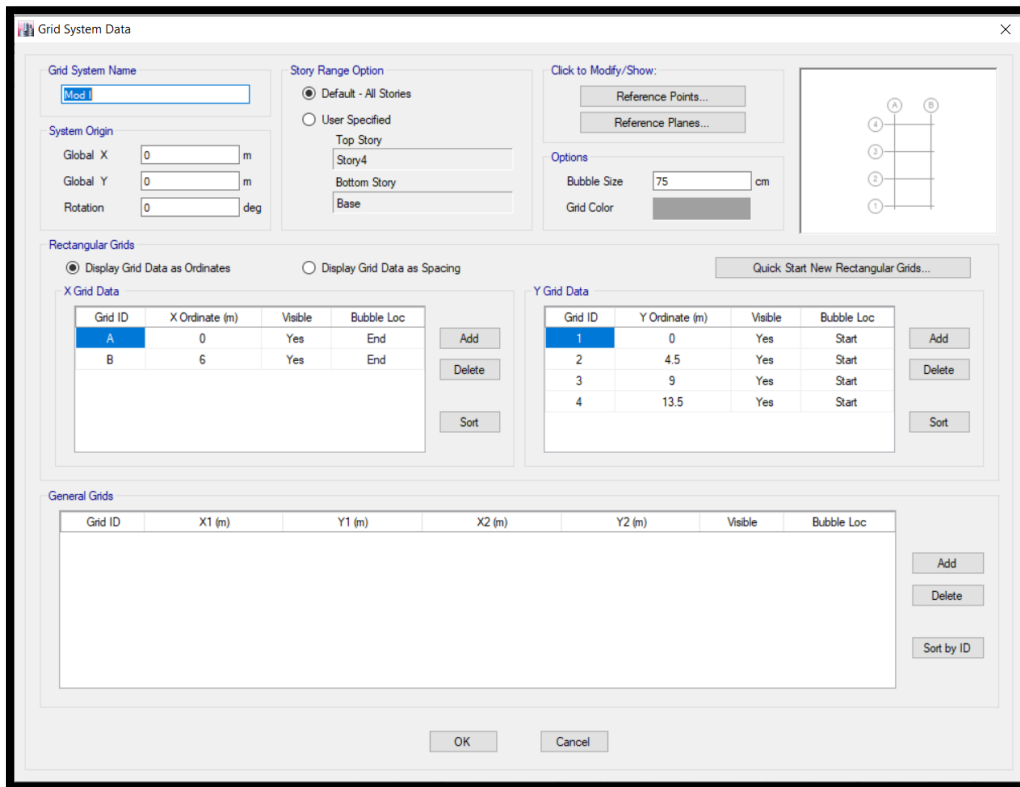
Carga Viva

- Viviendas/ Corredores y Escaleras 200 kg/m²
- Estacionamiento 500 kg/m²

Carga Muerta

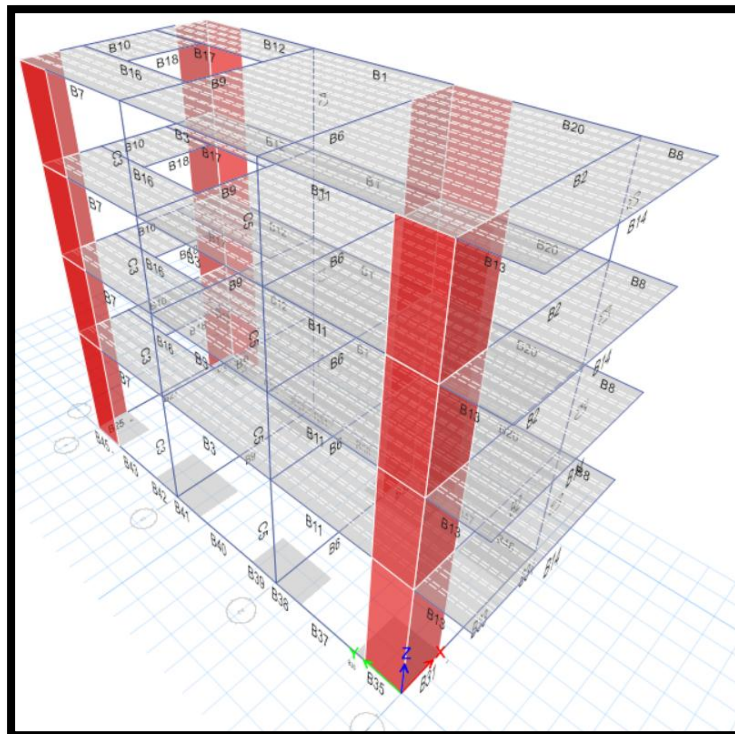
- Unidades de Arcilla Hueca 1350 kg/m³
- Concreto Armado 2400 kg/m³
- Acero 7850 kg/m³

Imagen N° 230 Ejes principales del Módulo I – Edificio Elsa Torres.



Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 231 Estructura del Módulo I – Elsa Torres.



Fuente. Elaboración propia.

3.7.4.4.2 Módulo II

Las cargas actuantes que están presente en la estructura se detallan a continuación:

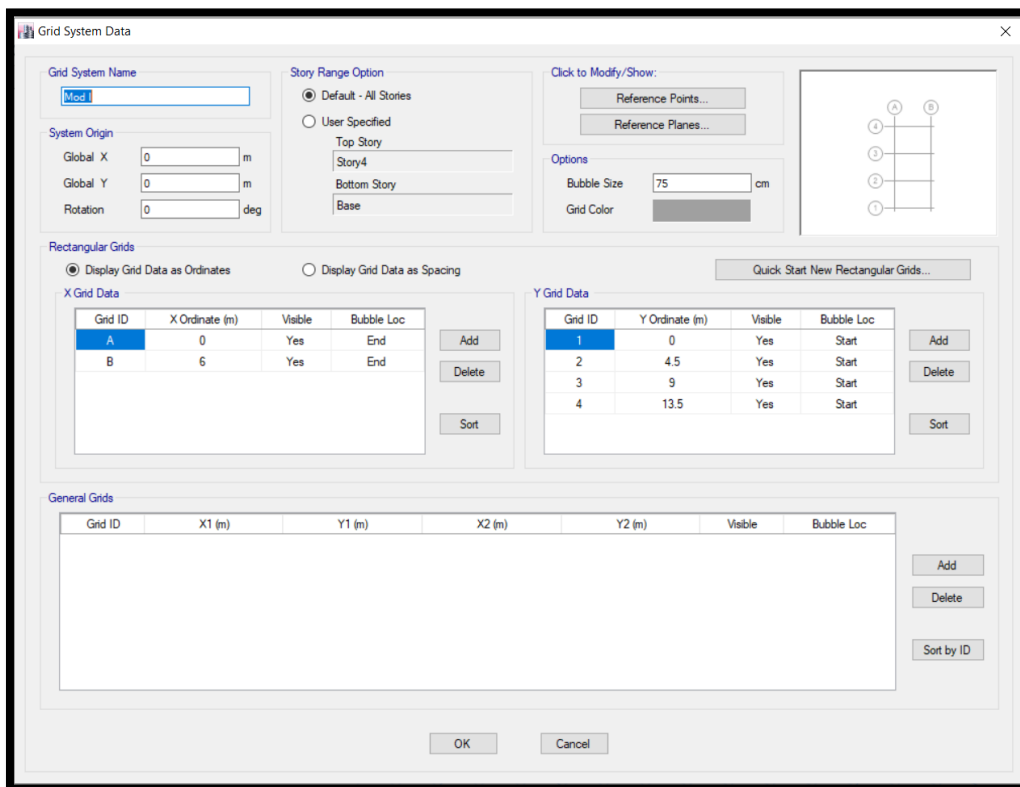
Carga Viva

- Viviendas/ Corredores y Escaleras 200 kg/m²
- Estacionamiento 500 kg/m²

Carga Muerta

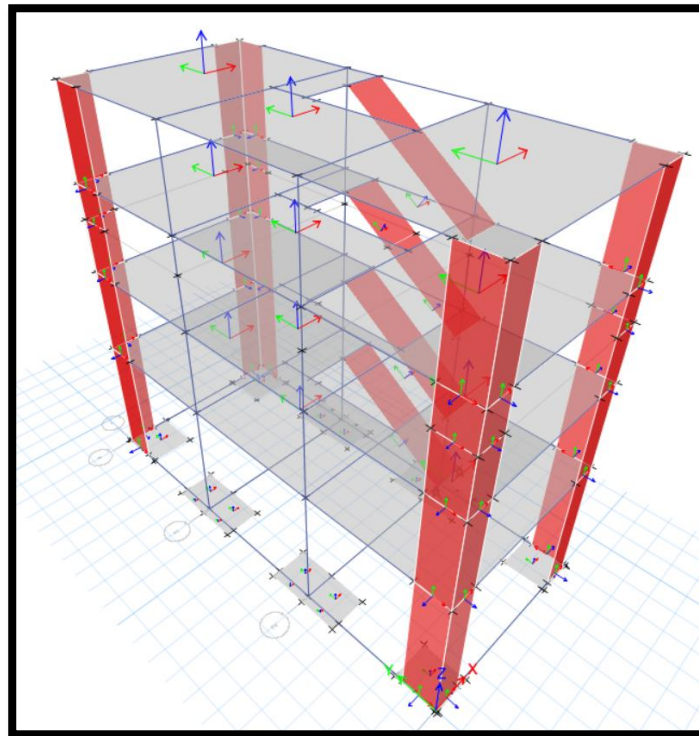
- Unidades de Arcilla Hueca 1350 kg/m³
- Concreto Armado 2400 kg/m³
- Acero 7850 kg/m³

Imagen N° 232 Ejes principales del Módulo II – Edificio Elsa Torres.



Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 233 Estructura del Módulo II – Elsa Torres.



Fuente. Elaboración propia.

3.7.5 Verificación de los requisitos sísmicos señalados en el RNE E.030 “Diseño Sismorresistente”

3.7.5.1 Proyecto “Riviera del Mar”

3.7.5.1.1 Módulo I

- Factores de Irregularidad

A. Irregularidad en altura

a. Irregularidad de rigidez – piso blando

Verificación de Irregularidad en la Dirección X

Piso	Carga	Dirección	Distorsiones	1° Verificación	2° Verificación
Piso 1	Sdx Max	X	0.0027	0.60	0.68
Piso 2	Sdx Max	X	0.0045	1.14	1.24
Piso 3	Sdx Max	X	0.0039	1.18	--
Piso 4	Sdx Max	X	0.0033	0.93	--
Techo azotea	Sdx Max	X	0.0036	--	--

Verificación de Irregularidad en la Dirección Y

Piso	Carga	Dirección	Distorsiones	1° Verificación	2° Verificación
Piso 1	Sdy Max	Y	0.0030	0.54	0.61
Piso 2	Sdy Max	Y	0.0055	1.10	1.30
Piso 3	Sdy Max	Y	0.0050	1.22	--
Piso 4	Sdy Max	Y	0.0041	1.15	--
Techo azotea	Sdy Max	Y	0.0036	--	--

b. Irregularidad de resistencia – piso débil

Los elementos estructurales son continuos desde la cimentación hasta el último nivel.

c. Irregularidad de masa o peso

$$P = CM + 25\% CV$$

Piso	P	Verificación
	tn	
Piso 1	80.30	1.08
Piso 2	74.50	1.00
Piso 3	74.50	1.04
Piso 4	71.77	--

d. Irregularidad geométrica vertical

Las dimensiones en planta de la estructura son iguales en todos los niveles.

e. Irregularidad en los sistemas resistentes

Los elementos estructurales están alineados en todos los niveles.

B. Irregularidad en planta

a. Irregularidad torsional

Verificación de Irregularidad en la Dirección X

Piso	Caso de Carga	Máx. Desplazamiento Relativo	Desplazamiento Centro de Masas	Verificación
Piso 1	Sdx Max	0.0028	0.0024	1.138
Piso 2	Sdx Max	0.0047	0.0043	1.083
Piso 3	Sdx Max	0.0046	0.0039	1.188
Piso 4	Sdx Max	0.0040	0.0030	1.320
Piso 5	Sdx Max	0.0037	0.0030	1.240

Verificación de Irregularidad en la Dirección Y

Piso	Caso de Carga	Máx. Desplazamiento Relativo	Desplazamiento Centro de Masas	Verificación
Piso 1	Sdy Max	0.0030	0.0034	0.882
Piso 2	Sdy Max	0.0055	0.0063	0.876
Piso 3	Sdy Max	0.0051	0.0058	0.878
Piso 4	Sdy Max	0.0041	0.0048	0.857
Piso 5	Sdy Max	0.0037	0.0042	0.886

b. Esquinas entrantes

La estructura no presenta esquinas entrantes.

c. Discontinuidad de diafragma

No existe discontinuidad de diafragma en la estructura.

d. Sistemas no paralelos

La estructura presente elementos estructurales paralelos.

3.7.5.1.2 Módulo II

- Factores de Irregularidad

A. Irregularidad en altura

a. Irregularidad de rigidez – piso blando

Verificación de Irregularidad en la Dirección X

Piso	Carga	Direccion	Distorsiones	1° Verificación	2° Verificación
Piso 1	Sdx Max	X	0.0035	0.55	0.61
Piso 2	Sdx Max	X	0.0064	1.07	1.34
Piso 3	Sdx Max	X	0.0060	1.22	--
Piso 4	Sdx Max	X	0.0049	1.44	--
Piso 5	Sdx Max	X	0.0034	--	--

Verificación de Irregularidad en la Dirección Y

Piso	Carga	Direccion	Distorsiones	1° Verificación	2° Verificación
Piso 1	Sdy Max	Y	0.0035	0.51	0.56
Piso 2	Sdy Max	Y	0.0068	1.05	1.28
Piso 3	Sdy Max	Y	0.0065	1.16	--
Piso 4	Sdy Max	Y	0.0056	1.44	--
Piso 5	Sdy Max	Y	0.0039	--	--

b. Irregularidad de resistencia – piso débil

Los elementos estructurales son continuos desde la cimentación hasta el último nivel.

c. Irregularidad de masa o peso

$$P = CM + 25\% CV$$

Piso	P	Verificación
	tn	
Piso 1	93.27	1.11
Piso 2	84.36	1.00
Piso 3	84.36	1.10
Piso 4	76.90	--
Piso 5	5.67	--

d. Irregularidad geométrica vertical

Las dimensiones en planta de la estructura son iguales en todos los niveles.

e. Irregularidad en los sistemas resistentes

Los elementos estructurales están alineados en todos los niveles.

B. Irregularidad en planta

a. Irregularidad torsional

Verificación de Irregularidad en la Dirección X

Piso	Caso de Carga	Máx. Desplazamiento Relativo	Desplazamiento Centro de Masas	Verificación
Piso 1	Sdx Max	0.0037	0.0031	1.185
Piso 2	Sdx Max	0.0065	0.0060	1.079
Piso 3	Sdx Max	0.0065	0.0055	1.172
Piso 4	Sdx Max	0.0060	0.0047	1.276
Piso 5	Sdx Max	0.0041	0.0063	0.654

Verificación de Irregularidad en la Dirección Y

Piso	Caso de Carga	Máx. Desplazamiento Relativo	Desplazamiento Centro de Masas	Verificación
Piso 1	Sdy Max	0.0035	0.0035	1.012
Piso 2	Sdy Max	0.0069	0.0066	1.041
Piso 3	Sdy Max	0.0068	0.0065	1.045
Piso 4	Sdy Max	0.0059	0.0055	1.064
Piso 5	Sdy Max	0.0041	0.0033	1.260

b. Esquinas entrantes

La estructura no presenta esquinas entrantes.

c. Discontinuidad de diafragma

No existe discontinuidad de diafragma en la estructura.

d. Sistemas no paralelos

La estructura presente elementos estructurales paralelos.

3.7.5.2 Proyecto “Las Olas”

- Factores de Irregularidad

A. Irregularidad en altura

a. Irregularidad de rigidez – piso blando

Verificación de Irregularidad en la Dirección X

Piso	Carga	Direccion	Distorsiones	1° Verificación	2° Verificación
Piso 1	Sdx Max	X	0.0047	1.03	0.85
Piso 2	Sdx Max	X	0.0045	0.79	0.73
Piso 3	Sdx Max	X	0.0057	0.90	0.87
Piso 4	Sdx Max	X	0.0064	0.96	0.97
Piso 5	Sdx Max	X	0.0066	1.00	1.05
Piso 6	Sdx Max	X	0.0066	1.04	1.10
Piso 7	Sdx Max	X	0.0064	1.06	1.18
Piso 8	Sdx Max	X	0.0060	1.08	--
Piso 9	Sdx Max	X	0.0056	1.22	--
Piso 10	Sdx Max	X	0.0046	--	--

Verificación de Irregularidad en la Dirección Y

Piso	Carga	Direccion	Distorsiones	1° Verificación	2° Verificación
Piso 1	Sdy Max	Y	0.0034	1.11	0.92
Piso 2	Sdy Max	Y	0.0031	0.82	0.73
Piso 3	Sdy Max	Y	0.0038	0.87	0.82
Piso 4	Sdy Max	Y	0.0043	0.93	0.90
Piso 5	Sdy Max	Y	0.0046	0.96	0.95
Piso 6	Sdy Max	Y	0.0048	0.99	1.00
Piso 7	Sdy Max	Y	0.0049	1.01	1.15
Piso 8	Sdy Max	Y	0.0049	1.03	--
Piso 9	Sdy Max	Y	0.0047	1.51	--
Piso 10	Sdy Max	Y	0.0031	--	--

b. Irregularidad de resistencia – piso débil

Los elementos estructurales son continuos desde la cimentación hasta el último nivel.

c. Irregularidad de masa o peso

$$P = CM + 25\% CV$$

Piso	P	Verificación
	tn	
Piso 1	222.12	0.82
Piso 2	270.36	1.02
Piso 3	263.99	1.00
Piso 4	264.18	1.00
Piso 5	264.21	1.00
Piso 6	264.49	1.00
Piso 7	264.74	1.00
Piso 8	265.27	1.12
Piso 9	237.39	--
Piso 10	7.61	--

d. Irregularidad geométrica vertical

Las dimensiones en planta de la estructura son iguales en todos los niveles.

e. Irregularidad en los sistemas resistentes

Los elementos estructurales están alineados en todos los niveles.

B. Irregularidad en planta

a. Irregularidad torsional

Verificación de Irregularidad en la Dirección X

Piso	Caso de Carga	Máx. Desplazamiento Relativo	Desplazamiento Centro de Masas	Verificación
Piso 1	Sdx Max	0.0047	0.0041	1.156
Piso 2	Sdx Max	0.0046	0.0040	1.143
Piso 3	Sdx Max	0.0058	0.0050	1.159
Piso 4	Sdx Max	0.0065	0.0056	1.151
Piso 5	Sdx Max	0.0067	0.0059	1.148
Piso 6	Sdx Max	0.0067	0.0058	1.142
Piso 7	Sdx Max	0.0064	0.0056	1.137
Piso 8	Sdx Max	0.0061	0.0053	1.149
Piso 9	Sdx Max	0.0057	0.0050	1.136
Piso 10	Sdx Max	0.0049	0.0051	0.960

Verificación de Irregularidad en la Dirección Y

Piso	Caso de Carga	Máx. Desplazamiento Relativo	Desplazamiento Centro de Masas	Verificación
Piso 1	Sdy Max	0.0034	0.0034	1.010
Piso 2	Sdy Max	0.0031	0.0031	1.015
Piso 3	Sdy Max	0.0038	0.0037	1.015
Piso 4	Sdy Max	0.0044	0.0043	1.020
Piso 5	Sdy Max	0.0047	0.0046	1.021
Piso 6	Sdy Max	0.0049	0.0048	1.023
Piso 7	Sdy Max	0.0050	0.0049	1.023
Piso 8	Sdy Max	0.0050	0.0048	1.024
Piso 9	Sdy Max	0.0048	0.0048	1.014
Piso 10	Sdy Max	0.0037	0.0038	0.965

b. Esquinas entrantes

La estructura no presenta esquinas entrantes.

c. Discontinuidad de diafragma

No existe discontinuidad de diafragma en la estructura.

d. Sistemas no paralelos

La estructura presente elementos estructurales paralelos.

3.7.5.3 Proyecto “Spondylus”

3.7.5.3.1 Módulo I

- Factores de Irregularidad

A. Irregularidad en altura

a. Irregularidad de rigidez – piso blando

Verificación de Irregularidad en la Dirección X

Piso	Carga	Direccion	Distorsiones	1° Verificación	2° Verificación
Piso 1	Sdx Max	X	0.0015	0.56	0.38
Piso 2	Sdx Max	X	0.0027	0.66	0.55
Piso 3	Sdx Max	X	0.0041	0.81	0.74
Piso 4	Sdx Max	X	0.0051	0.89	0.85
Piso 5	Sdx Max	X	0.0056	0.94	0.92
Piso 6	Sdx Max	X	0.0060	0.97	0.97
Piso 7	Sdx Max	X	0.0062	0.99	1.00
Piso 8	Sdx Max	X	0.0062	1.00	1.02
Piso 9	Sdx Max	X	0.0062	1.01	1.04
Piso 10	Sdx Max	X	0.0061	1.02	--
Piso 11	Sdx Max	X	0.0060	1.03	--
Piso 12	Sdx Max	X	0.0058	--	--

Verificación de Irregularidad en la Dirección Y

Piso	Carga	Direccion	Distorsiones	1° Verificación	2° Verificación
Piso 1	Sdy Max	Y	0.0020	0.56	0.45
Piso 2	Sdy Max	Y	0.0035	0.77	0.71
Piso 3	Sdy Max	Y	0.0045	0.91	0.89
Piso 4	Sdy Max	Y	0.0050	0.97	0.99
Piso 5	Sdy Max	Y	0.0052	1.01	1.05
Piso 6	Sdy Max	Y	0.0051	1.03	1.09
Piso 7	Sdy Max	Y	0.0050	1.05	1.11
Piso 8	Sdy Max	Y	0.0047	1.06	1.15
Piso 9	Sdy Max	Y	0.0045	1.07	1.16
Piso 10	Sdy Max	Y	0.0042	1.11	--
Piso 11	Sdy Max	Y	0.0038	1.03	--
Piso 12	Sdy Max	Y	0.0036	--	--

b. Irregularidad de resistencia – piso débil

Los elementos estructurales son continuos desde la cimentación hasta el último nivel.

c. Irregularidad de masa o peso

$$P = CM + 25\% CV$$

Piso	P	Verificación
	tn	
Piso 1	222.12	0.82
Piso 2	270.36	1.02
Piso 3	263.99	1.00
Piso 4	264.18	1.00
Piso 5	264.21	1.00
Piso 6	264.49	1.00
Piso 7	264.74	1.00
Piso 8	265.27	1.12
Piso 9	237.39	--
Piso 10	7.61	--

d. Irregularidad geométrica vertical

Las dimensiones en planta de la estructura son iguales en todos los niveles.

e. Irregularidad en los sistemas resistentes

Los elementos estructurales están alineados en todos los niveles.

B. Irregularidad en planta

a. Irregularidad torsional

Verificación de Irregularidad en la Dirección X

Piso	Caso de Carga	Máx. Desplazamiento Relativo	Desplazamiento Centro de Masas	Verificación
Piso 1	Sdx Max	0.0016	0.0014	1.153
Piso 2	Sdx Max	0.0028	0.0026	1.102
Piso 3	Sdx Max	0.0044	0.0039	1.131
Piso 4	Sdx Max	0.0054	0.0048	1.129
Piso 5	Sdx Max	0.0060	0.0053	1.122
Piso 6	Sdx Max	0.0063	0.0056	1.116
Piso 7	Sdx Max	0.0064	0.0058	1.110
Piso 8	Sdx Max	0.0065	0.0058	1.105
Piso 9	Sdx Max	0.0064	0.0058	1.102
Piso 10	Sdx Max	0.0063	0.0057	1.099

Verificación de Irregularidad en la Dirección Y

Piso	Caso de Carga	Máx. Desplazamiento Relativo	Desplazamiento Centro de Masas	Verificación
Piso 1	Sdy Max	0.0025	0.0021	1.178
Piso 2	Sdy Max	0.0037	0.0035	1.053
Piso 3	Sdy Max	0.0047	0.0045	1.047
Piso 4	Sdy Max	0.0051	0.0049	1.040
Piso 5	Sdy Max	0.0052	0.0050	1.042
Piso 6	Sdy Max	0.0052	0.0050	1.038
Piso 7	Sdy Max	0.0050	0.0048	1.038
Piso 8	Sdy Max	0.0047	0.0046	1.037
Piso 9	Sdy Max	0.0045	0.0043	1.041
Piso 10	Sdy Max	0.0042	0.0034	1.227

b. Esquinas entrantes

La estructura no presenta esquinas entrantes.

c. Discontinuidad de diafragma

No existe discontinuidad de diafragma en la estructura.

d. Sistemas no paralelos

La estructura presente elementos estructurales paralelos.

3.7.5.4 Proyecto “Elsa Torres”

3.7.5.4.1 Módulo I

- Factores de Irregularidad

A. Irregularidad en altura

a. Irregularidad de rigidez – piso blando

Verificación de Irregularidad en la Dirección X

Piso	Carga	Dirección	Distorsiones	1° Verificación	2° Verificación
Piso 1	Sdx Max	X	0.0032	0.54	0.52
Piso 2	Sdx Max	X	0.0059	0.92	--
Piso 3	Sdx Max	X	0.0064	1.05	--
Piso 4	Sdx Max	X	0.0061	--	--

Verificación de Irregularidad en la Dirección Y

Piso	Carga	Dirección	Distorsiones	1° Verificación	2° Verificación
Piso 1	Sdy Max	Y	0.0021	0.53	0.54
Piso 2	Sdy Max	Y	0.0039	1.00	--
Piso 3	Sdy Max	Y	0.0039	1.08	--
Piso 4	Sdy Max	Y	0.0036	--	--

b. Irregularidad de resistencia – piso débil

Los elementos estructurales son continuos desde la cimentación hasta el último nivel.

c. Irregularidad de masa o peso

$$P = CM + 25\% CV$$

Piso	P	Verificación
	tn	
Piso 1	80.30	1.08
Piso 2	74.50	1.00
Piso 3	74.50	1.04
Piso 4	71.77	--

d. Irregularidad geométrica vertical

Las dimensiones en planta de la estructura son iguales en todos los niveles.

e. Irregularidad en los sistemas resistentes

Los elementos estructurales están alineados en todos los niveles.

- B. Irregularidad en planta
 - a. Irregularidad torsional

Verificación de Irregularidad en la Dirección X

Piso	Caso de Carga	Máx. Desplazamiento Relativo	Desplazamiento Centro de Masas	Verificación
Piso 1	Sdx Max	0.0035	0.0031	1.116
Piso 2	Sdx Max	0.0063	0.0057	1.110
Piso 3	Sdx Max	0.0068	0.0062	1.104
Piso 4	Sdx Max	0.0064	0.0058	1.117

Verificación de Irregularidad en la Dirección Y

Piso	Caso de Carga	Máx. Desplazamiento Relativo	Desplazamiento Centro de Masas	Verificación
Piso 1	Sdy Max	0.0022	0.0023	0.975
Piso 2	Sdy Max	0.0040	0.0032	1.250
Piso 3	Sdy Max	0.0040	0.0048	0.830
Piso 4	Sdy Max	0.0037	0.0032	1.155

- b. Esquinas entrantes

La estructura no presenta esquinas entrantes.

- c. Discontinuidad de diafragma

No existe discontinuidad de diafragma en la estructura.

- d. Sistemas no paralelos

La estructura presente elementos estructurales paralelos.

3.7.5.4.2 Módulo II

- Factores de Irregularidad

- A. Irregularidad en altura

- a. Irregularidad de rigidez – piso blando

Verificación de Irregularidad en la Dirección X

Piso	Carga	Dirección	Distorsiones	1° Verificación	2° Verificación
Piso 1	Sdx Max	X	0.0034	0.53	0.61
Piso 2	Sdx Max	X	0.0063	1.10	--
Piso 3	Sdx Max	X	0.0058	1.28	--
Piso 4	Sdx Max	X	0.0045	--	--

Verificación de Irregularidad en la Dirección Y

Piso	Carga	Dirección	Distorsiones	1° Verificación	2° Verificación
Piso 1	Sdy Max	Y	0.0032	0.51	0.54
Piso 2	Sdy Max	Y	0.0062	1.02	--
Piso 3	Sdy Max	Y	0.0061	1.14	--
Piso 4	Sdy Max	Y	0.0054	--	--

b. Irregularidad de resistencia – piso débil

Los elementos estructurales son continuos desde la cimentación hasta el último nivel.

c. Irregularidad de masa o peso

$$P = CM + 25\% CV$$

Piso	P	Verificación
	tn	
Piso 1	80.30	1.08
Piso 2	74.50	1.00
Piso 3	74.50	1.04
Piso 4	71.77	--

d. Irregularidad geométrica vertical

Las dimensiones en planta de la estructura son iguales en todos los niveles.

e. Irregularidad en los sistemas resistentes

Los elementos estructurales están alineados en todos los niveles.

- B. Irregularidad en planta
- a. Irregularidad torsional

Verificación de Irregularidad en la Dirección X

Piso	Caso de Carga	Máx. Desplazamiento Relativo	Desplazamiento Centro de Masas	Verificación
Piso 1	Sdx Max	0.0035	0.0031	1.127
Piso 2	Sdx Max	0.0065	0.0057	1.144
Piso 3	Sdx Max	0.0059	0.0062	0.953
Piso 4	Sdx Max	0.0045	0.0058	0.788

Verificación de Irregularidad en la Dirección Y

Piso	Caso de Carga	Máx. Desplazamiento Relativo	Desplazamiento Centro de Masas	Verificación
Piso 1	Sdy Max	0.0032	0.0029	1.106
Piso 2	Sdy Max	0.0063	0.0052	1.208
Piso 3	Sdy Max	0.0062	0.0055	1.122
Piso 4	Sdy Max	0.0054	0.0049	1.105

- b. Esquinas entrantes
La estructura no presenta esquinas entrantes.
- c. Discontinuidad de diafragma
No existe discontinuidad de diafragma en la estructura.
- d. Sistemas no paralelos
La estructura presente elementos estructurales paralelos.

3.7.6 Análisis y diseño de los elementos estructurales de los edificios por eventos sísmicos

3.7.6.1 Proyecto “Riviera del Mar”

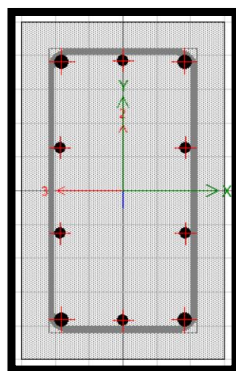
- Diseño de Columnas – Sección 50x30

Cargas actuantes y cargas mayoradas.

	CARGA	LOC	P	V2	V3	M2	M3
PISO 1	MUERTA	0	-25.5313	0.07	0.2389	0.5852	0.1204
		1.625	-25.0535	0.07	0.2389	0.197	0.0066
		3.25	-24.5758	0.07	0.2389	-0.1911	-0.1072
	VIVA	0	-4.8393	0.0398	-0.0664	-0.086	0.051
		1.625	-4.8393	0.0398	-0.0664	0.0218	-0.0136
		3.25	-4.8393	0.0398	-0.0664	0.1297	-0.0783
	SISMO X	0	8.5794	1.6825	0.346	0.8863	3.9633
		1.625	8.5794	1.6825	0.346	0.324	1.2292
		3.25	8.5794	1.6825	0.346	-0.2383	-1.5048
	SISMO Y	0	-21.9537	-0.2037	1.5519	3.023	-0.2405
		1.625	-21.9537	-0.2037	1.5519	0.5013	0.0906
		3.25	-21.9537	-0.2037	1.5519	-2.0205	0.4217

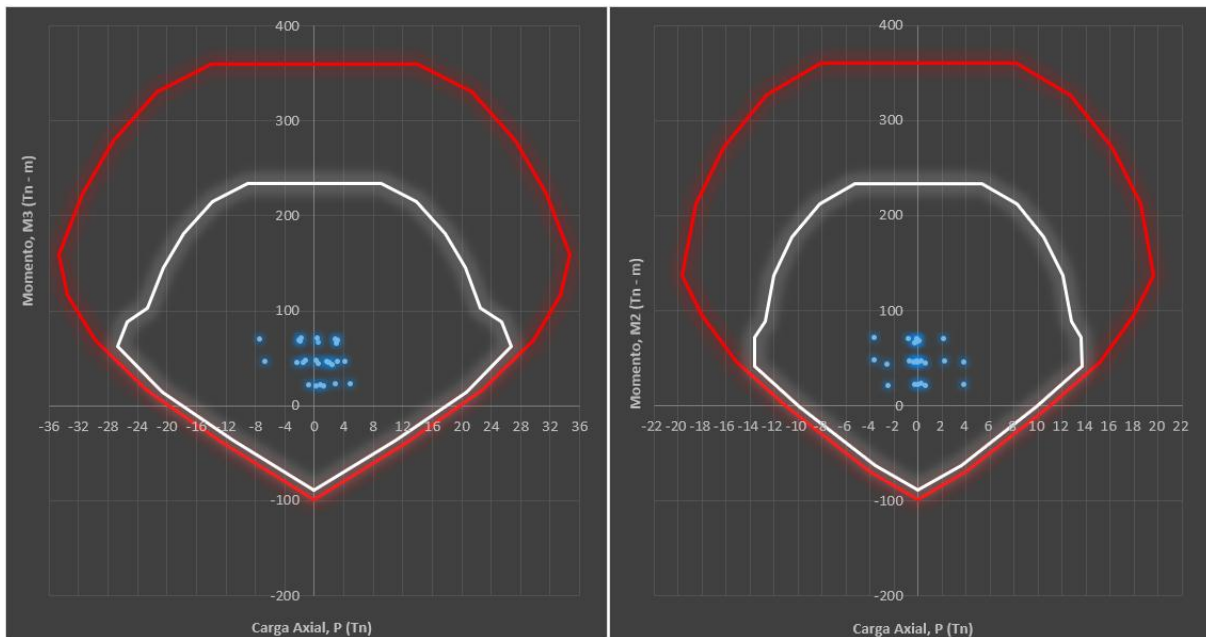
COMBINACIÓN	PU	VU2	VU3	MU2	MU3		COMBINACIÓN	PU	VU2	VU3	MU2	MU3
DIRECCION X-X							DIRECCION Y-Y					
1.4 CM +1.7 CV	43.97	0.17	0.22	0.67	0.26		1.25 (CM+CV)+SY	59.92	-0.07	1.77	3.65	-0.03
	43.30	0.17	0.22	0.31	-0.01			59.32	-0.07	1.77	0.77	0.08
	42.63	0.17	0.22	-0.05	-0.28			58.72	-0.07	1.77	-2.10	0.19
1.25 (CM+CV)+SX	29.38	1.82	0.56	1.51	4.18		1.25 (CM+CV)-SY	16.01	0.34	-1.34	-2.40	0.45
	28.79	1.82	0.56	0.60	1.22			15.41	0.34	-1.34	-0.23	-0.10
	28.19	1.82	0.56	-0.32	-1.74			14.82	0.34	-1.34	1.94	-0.65
1.25 (CM+CV)-SX	46.54	-1.55	-0.13	-0.26	-3.75		0.9CM +SY	44.93	-0.14	1.77	3.55	-0.13
	45.95	-1.55	-0.13	-0.05	-1.24			44.50	-0.14	1.77	0.68	0.10
	45.35	-1.55	-0.13	0.16	1.27			44.07	-0.14	1.77	-2.19	0.33
0.9CM +SX	14.40	1.75	0.56	1.41	4.07		0.9CM -SY	1.02	0.27	-1.34	-2.50	0.35
	13.97	1.75	0.56	0.50	1.24			0.59	0.27	-1.34	-0.32	-0.08
	13.54	1.75	0.56	-0.41	-1.60			0.16	0.27	-1.34	1.85	-0.52
0.9CM -SX	31.56	-1.62	-0.13	-0.36	-3.85							
	31.13	-1.62	-0.13	-0.15	-1.22							
	30.70	-1.62	-0.13	0.07	1.41							

Sección del elemento y diagrama de interacción.



Diseño de Columna	
Sección:	50x30
Área geométrica:	1500 cm ²
Área de acero:	23.36 cm ²
Cuantía:	1.56%

Imagen N° 234 Diagrama de Interacción de la Columna 50x30 en el Eje X-X y Eje Y-Y respectivamente – Edificio “Rivera del Mar”.



Fuente. Elaboración propia.

- **Diseño de Vigas – Sección 25x40**

Cargas actuantes y cargas mayoradas.

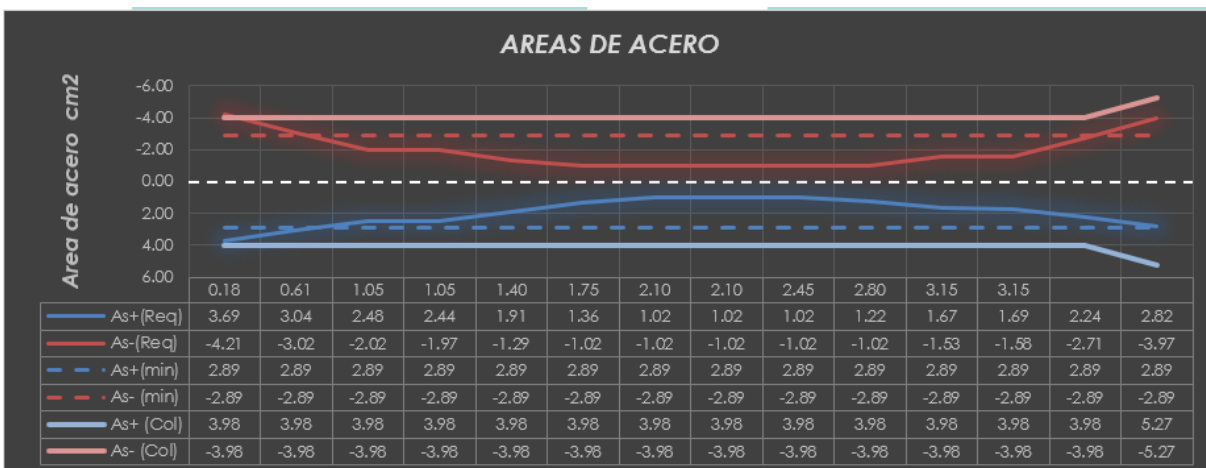
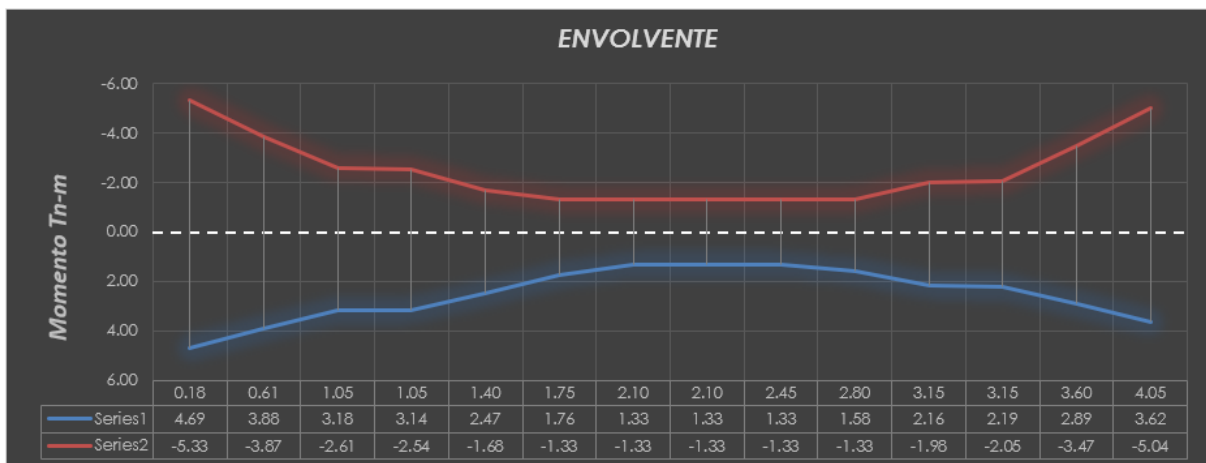
ESFUERZO	LOC	V2	M3	ESFUERZO	LOC	V2	M3
MUERTA	0.175	-0.6558	-0.2464	VIVA	0.175	-0.1622	-0.0891
	0.6125	-0.5508	0.0176		0.6125	-0.1622	-0.0181
	1.05	-0.4458	0.2356		1.05	-0.1622	0.0529
	1.05	-0.2674	0.2451		1.05	-0.0594	0.0561
	1.4	-0.1834	0.3239		1.4	-0.0594	0.0769
	1.75	-0.0994	0.3734		1.75	-0.0594	0.0976
	2.1	-0.0154	0.3935		2.1	-0.0594	0.1184
	2.1	0.1976	0.3906		2.1	0.0621	0.1181
	2.45	0.2816	0.3068		2.45	0.0621	0.0964
	2.8	0.3656	0.1935		2.8	0.0621	0.0746
	3.15	0.4496	0.0509		3.15	0.0621	0.0529
	3.15	0.6114	0.0374		3.15	0.1524	0.05
	3.6	0.7194	-0.262		3.6	0.1524	-0.0185
	4.05	0.8274	-0.6101		4.05	0.1524	-0.0871

ESFUERZO	LOC	V2	M3	ESFUERZO	LOC	V2	M3
SX	0.175	-0.0283	0.0875	SY	0.175	2.3888	4.9097
	0.6125	-0.0283	0.0999		0.6125	2.3888	3.8646
	1.05	-0.0283	0.1123		1.05	2.3888	2.8195
	1.05	-0.0576	0.1131		1.05	2.2696	2.7626
	1.4	-0.0576	0.1333		1.4	2.2696	1.9682
	1.75	-0.0576	0.1534		1.75	2.2696	1.1739
	2.1	-0.0576	0.1736		2.1	2.2696	0.3795
	2.1	-0.0833	0.1754		2.1	2.2401	0.3249
	2.45	-0.0833	0.2045		2.45	2.2401	-0.4591
	2.8	-0.0833	0.2337		2.8	2.2401	-1.2432
	3.15	-0.0833	0.2628		3.15	2.2401	-2.0272
	3.15	-0.0985	0.2653		3.15	2.3128	-2.0832
	3.6	-0.0985	0.3096		3.6	2.3128	-3.1239
	4.05	-0.0985	0.3539		4.05	2.3128	-4.1647

CARGAS AMPLIFICADAS (COMBINACIONES)								
LOC	1.4CM+1.7CV		1.25(CM+CV)+SX		1.25(CM+CV)-SX		1.25(CM+CV)+SY	
	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3
0.18	-1.19	-0.50	-1.05	-0.33	-0.99	-0.51	1.37	4.49
0.61	-1.05	-0.01	-0.92	0.10	-0.86	-0.10	1.50	3.86
1.05	-0.90	0.42	-0.79	0.47	-0.73	0.25	1.63	3.18
1.05	-0.48	0.44	-0.47	0.49	-0.35	0.26	1.86	3.14
1.40	-0.36	0.58	-0.36	0.63	-0.25	0.37	1.97	2.47
1.75	-0.24	0.69	-0.26	0.74	-0.14	0.44	2.07	1.76
2.10	-0.12	0.75	-0.15	0.81	-0.04	0.47	2.18	1.02
2.10	0.38	0.75	0.24	0.81	0.41	0.46	2.56	0.96
2.45	0.50	0.59	0.35	0.71	0.51	0.30	2.67	0.04
2.80	0.62	0.40	0.45	0.57	0.62	0.10	2.77	-0.91
3.15	0.74	0.16	0.56	0.39	0.72	-0.13	2.88	-1.90
3.15	1.12	0.14	0.86	0.37	1.05	-0.16	3.27	-1.97
3.60	1.27	-0.40	0.99	-0.04	1.19	-0.66	3.40	-3.47
4.05	1.42	-1.00	1.13	-0.52	1.32	-1.23	3.54	-5.04

CARGAS AMPLIFICADAS (COMBINACIONES)									
1.25(CM+CV)-SY		0.9CM+SX		0.9CM-SX		0.9CM+SY		0.9CM-SY	
V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3
-3.41	-5.33	-0.62	-0.13	-0.56	-0.31	1.79858	4.68794	-2.97902	-5.13146
-3.28	-3.87	-0.52	0.12	-0.47	-0.08	1.89308	3.88044	-2.88452	-3.84876
-3.15	-2.46	-0.43	0.32	-0.37	0.10	1.98758	3.03154	-2.79002	-2.60746
-2.68	-2.39	-0.30	0.33	-0.18	0.11	2.02894	2.98319	-2.51026	-2.54201
-2.57	-1.47	-0.22	0.42	-0.11	0.16	2.10454	2.25971	-2.43466	-1.67669
-2.47	-0.59	-0.15	0.49	-0.03	0.18	2.18014	1.50996	-2.35906	-0.83784
-2.36	0.26	-0.07	0.53	0.04	0.18	2.25574	0.73365	-2.28346	-0.02535
-1.92	0.31	0.09	0.53	0.26	0.18	2.41794	0.67644	-2.06226	0.02664
-1.81	0.96	0.17	0.48	0.34	0.07	2.49354	-0.18298	-1.98666	0.73522
-1.71	1.58	0.25	0.41	0.41	-0.06	2.56914	-1.06905	-1.91106	1.41735
-1.60	2.16	0.32	0.31	0.49	-0.22	2.64474	-1.98139	-1.83546	2.07301
-1.36	2.19	0.45	0.30	0.65	-0.23	2.86306	-2.04954	-1.76254	2.11686
-1.22	2.77	0.55	0.07	0.75	-0.55	2.96026	-3.3597	-1.66534	2.8881
-1.09	3.29	0.65	-0.20	0.84	-0.90	3.05746	-4.71379	-1.56814	3.61561

Imagen N° 235 Envoltente y áreas de acero en la viga – Edificio “Riviera del Mar”.



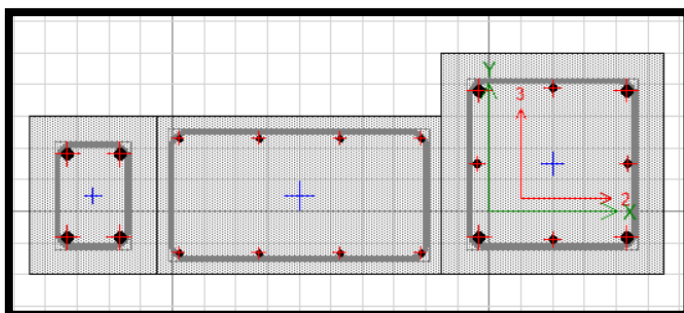
Fuente. Elaboración propia.

- Diseño de Muros Estructurales

PISO 1 - 2	CARGA	LOC	P	V2	V3	M2	M3	
	MUERTA	Top		-6.6735	0.0112	-0.0242	0.0657	0.02
		Bottom		-8.1135	0.0112	-0.0242	-0.0312	0.0649
	VIVA	Top		-0.6412	-0.0198	-0.0102	0.0263	0.0324
		Bottom		-0.6412	-0.0198	-0.0102	-0.0143	-0.0466
	Sdxmax	Top		21.1931	16.1496	0.0343	0.0624	27.801
		Bottom		21.1931	16.1496	0.0343	0.1027	36.8013
	Sdxmin	Top		-21.1931	-16.1496	-0.0343	-0.0624	-27.801
		Bottom		-21.1931	-16.1496	-0.0343	-0.1027	-36.8013
	Sdymax	Top		33.889	1.2918	0.2905	0.1933	2.791
Bottom			33.889	1.2918	0.2905	1.3503	2.4733	
Sdymin	Top		-33.889	-1.2918	-0.2905	-0.1933	-2.791	
	Bottom		-33.889	-1.2918	-0.2905	-1.3503	-2.4733	

COMBINACIÓN DIRECCION X-X	PU	VU2	VU3	MU2	MU3	COMBINACIÓN DIRECCION Y-Y	PU	VU2	VU3	MU2	MU3
1.25 (CM+CV)+Sdxmax	-12.45	-0.02	-0.05	-0.07	0.01	1.25 (CM+CV)+Sdymax	-12.45	-0.02	-0.05	-0.07	0.01
	12.05	16.14	-0.01	0.18	27.87		24.75	1.28	0.25	0.31	2.86
1.25 (CM+CV)+Sdxmin	10.25	16.14	-0.01	0.05	36.82	1.25 (CM+CV)+Sdymin	22.95	1.28	0.25	1.29	2.50
	-30.34	-16.16	-0.08	0.05	-27.74		-43.03	-1.30	-0.33	-0.08	-2.73
1.25 (CM+CV)-Sdxmax	-32.14	-16.16	-0.08	-0.16	-36.78	1.25 (CM+CV)-Sdxmax	-44.83	-1.30	-0.33	-1.41	-2.45
	-30.34	-16.16	-0.08	0.05	-27.74		-43.03	-1.30	-0.33	-0.08	-2.73
1.25 (CM+CV)-Sdxmin	-32.14	-16.16	-0.08	-0.16	-36.78	1.25 (CM+CV)-Sdxmin	-44.83	-1.30	-0.33	-1.41	-2.45
	12.05	16.14	-0.01	0.18	27.87		24.75	1.28	0.25	0.31	2.86
0.9CM+Sdxmax	10.25	16.14	-0.01	0.05	36.82	0.9CM+Sdymax	22.95	1.28	0.25	1.29	2.50
	15.19	16.16	0.01	0.12	27.82		27.88	1.30	0.27	0.25	2.81
0.9CM+Sdxmin	13.89	16.16	0.01	0.07	36.86	0.9CM+Sdymin	26.59	1.30	0.27	1.32	2.53
	-27.20	-16.14	-0.06	0.00	-27.78		-39.90	-1.28	-0.31	-0.13	-2.77
0.9CM-Sdxmax	-28.50	-16.14	-0.06	-0.13	-36.74	0.9CM-Sdymax	-41.19	-1.28	-0.31	-1.38	-2.41
	-27.20	-16.14	-0.06	0.00	-27.78		-39.90	-1.28	-0.31	-0.13	-2.77
0.9CM-Sdxmin	-28.50	-16.14	-0.06	-0.13	-36.74	0.9CM-Sdymin	-41.19	-1.28	-0.31	-1.38	-2.41
	15.19	16.16	0.01	0.12	27.82		27.88	1.30	0.27	0.25	2.81
0.9CM-Sdxmin	13.89	16.16	0.01	0.07	36.86	0.9CM-Sdymin	26.59	1.30	0.27	1.32	2.53

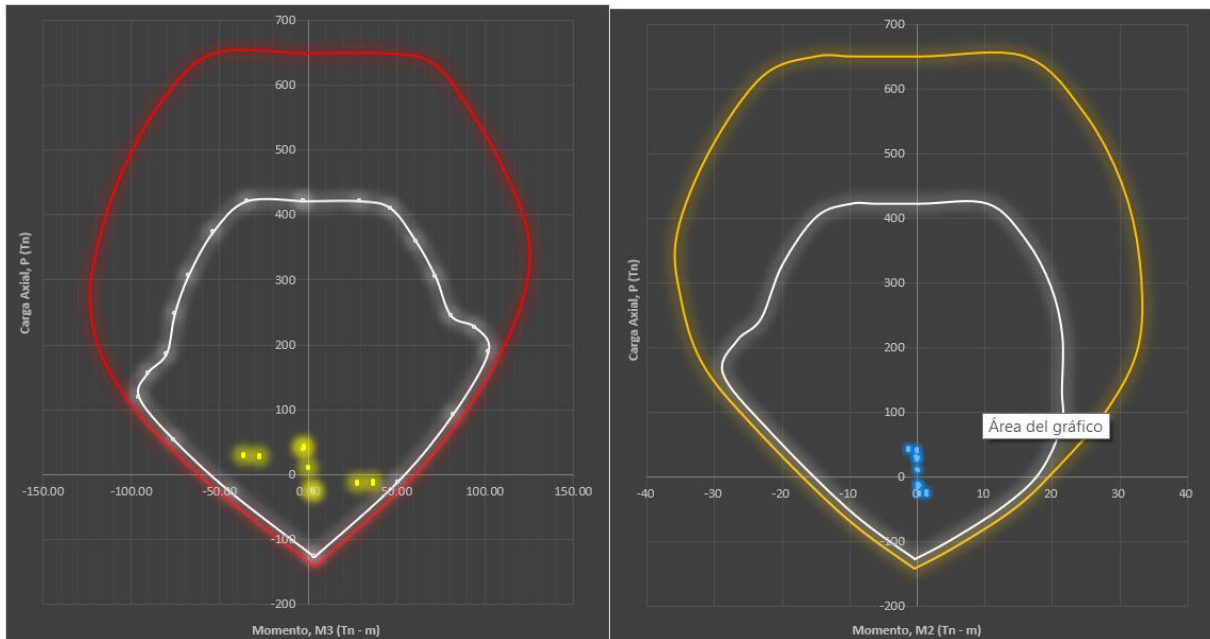
Sección del elemento y diagrama de interacción.



Diseño de Placa

Espesor: 25 cm
 Cuantía h: 0.0028
 Cuantía v: 0.0023

Imagen N° 236 Diagrama de Interacción de la Placa en el Eje X-X y Eje Y-Y respectivamente – Edificio “Rivera del Mar”.

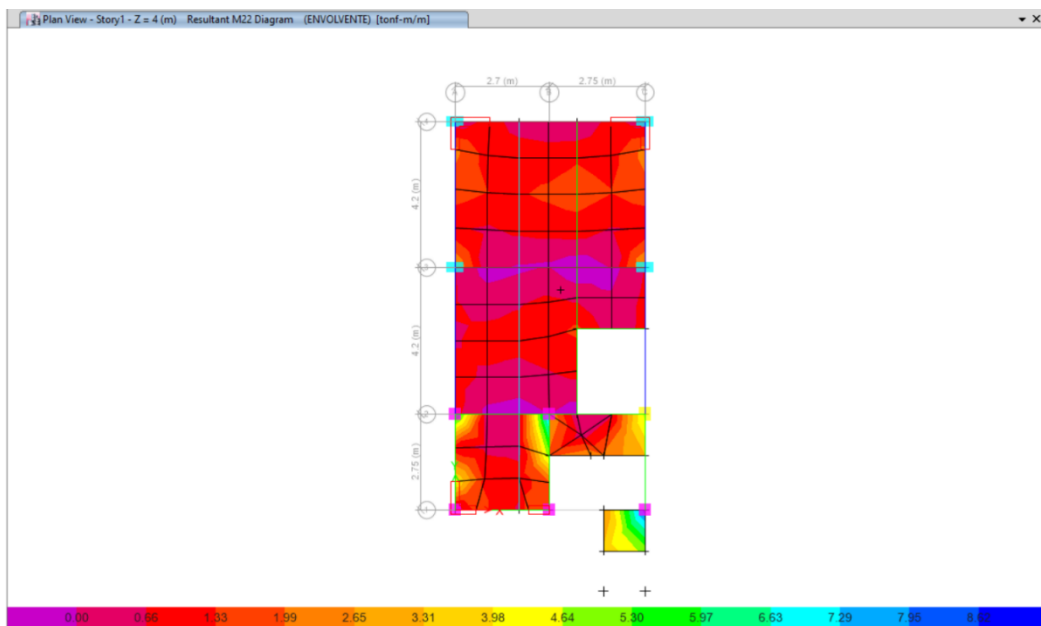


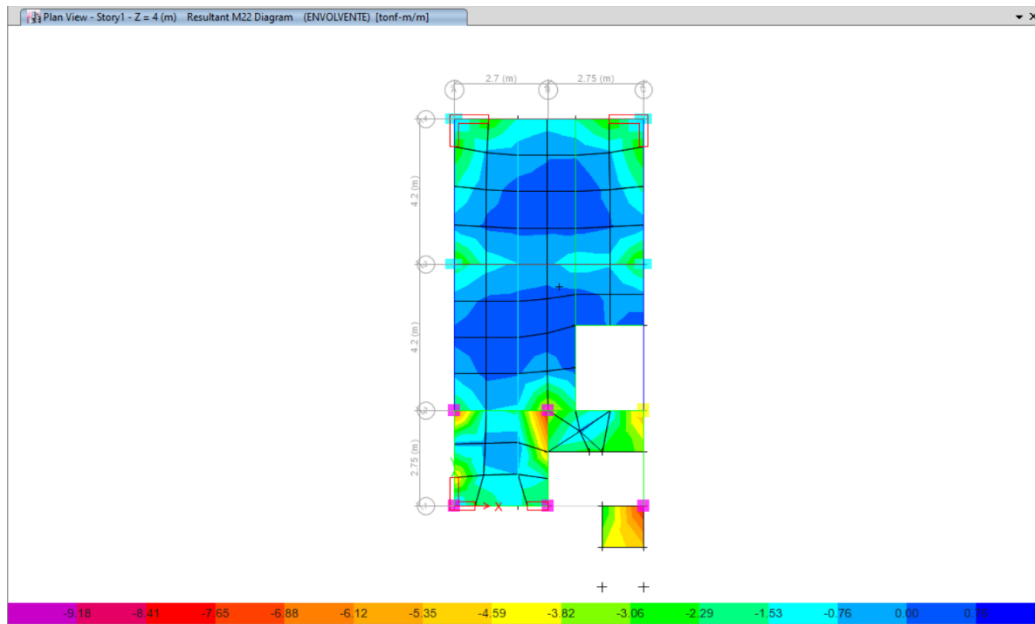
Fuente. Elaboración propia.

- **Diseño de Losas Aligeradas**

Esfuerzos mayorados máximos y mínimos aplicados en la losa aligerada.

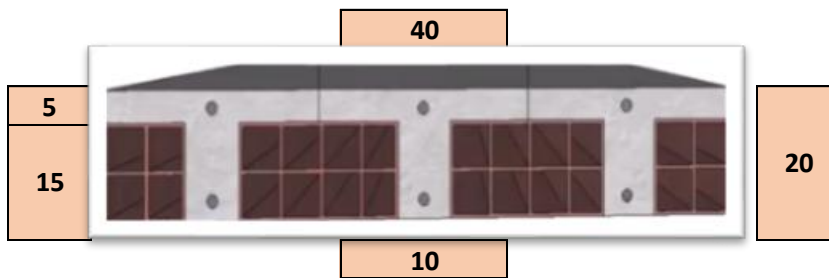
Imagen N° 237 Esfuerzos mayorados máximos y mínimos aplicados en la losa aligerada – Edificio “Rivera del Mar”.





Fuente. Elaboración propia.

LOSA ALIGERADA EN 1 DIRECCION



b	10.00 cm	Mu	1.05 tn.m
h	20.00 cm	Mu	0.42 tn.(40cm)
d	16.73 cm	Asmin (-)	0.56 cm ²
f'c	280 kg/cm ²	Asmin (+)	0.84 cm ²
fy	4200 kg/cm ²	Asmax	3.56 cm ²

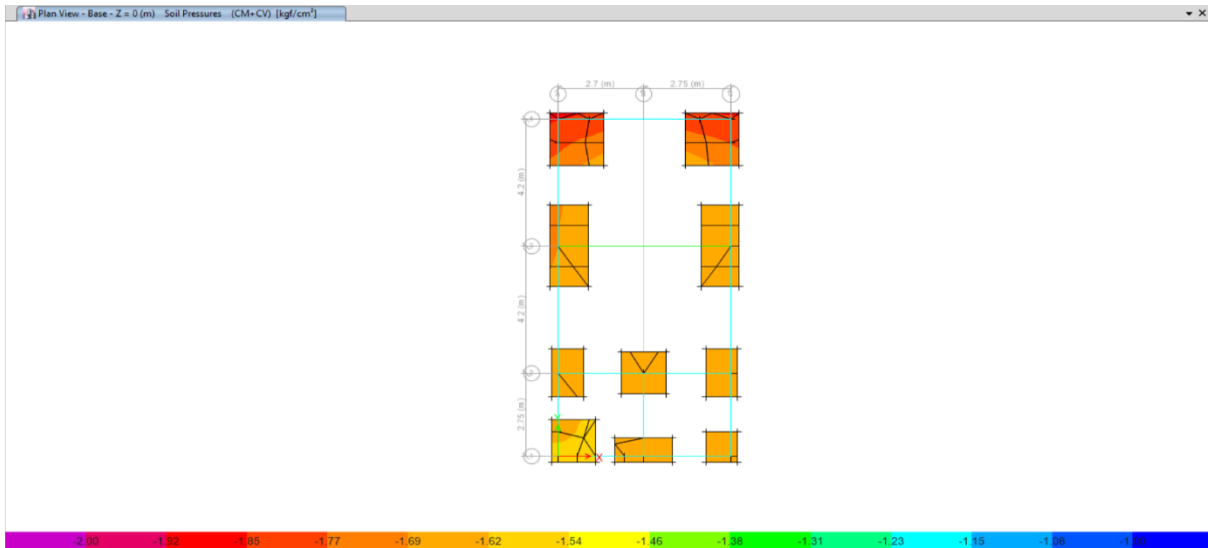
$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot f'y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

As = 0.69 cm² Correcto

- Diseño de Zapatas

El esfuerzo admisible del terreno es 1.80 kg/cm² teniendo como esfuerzo máximo por carga de servicio de 1.77 kg/cm².

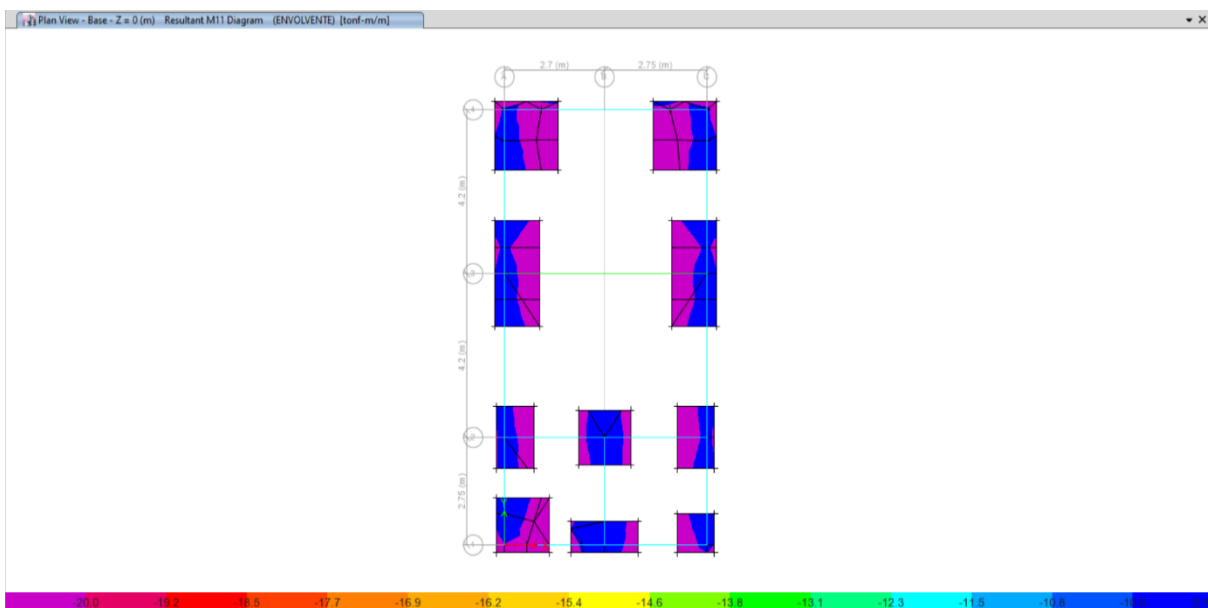
Imagen N° 238 Esfuerzos por cargas de servicio en la zapata – Edificio “Rivera del Mar”

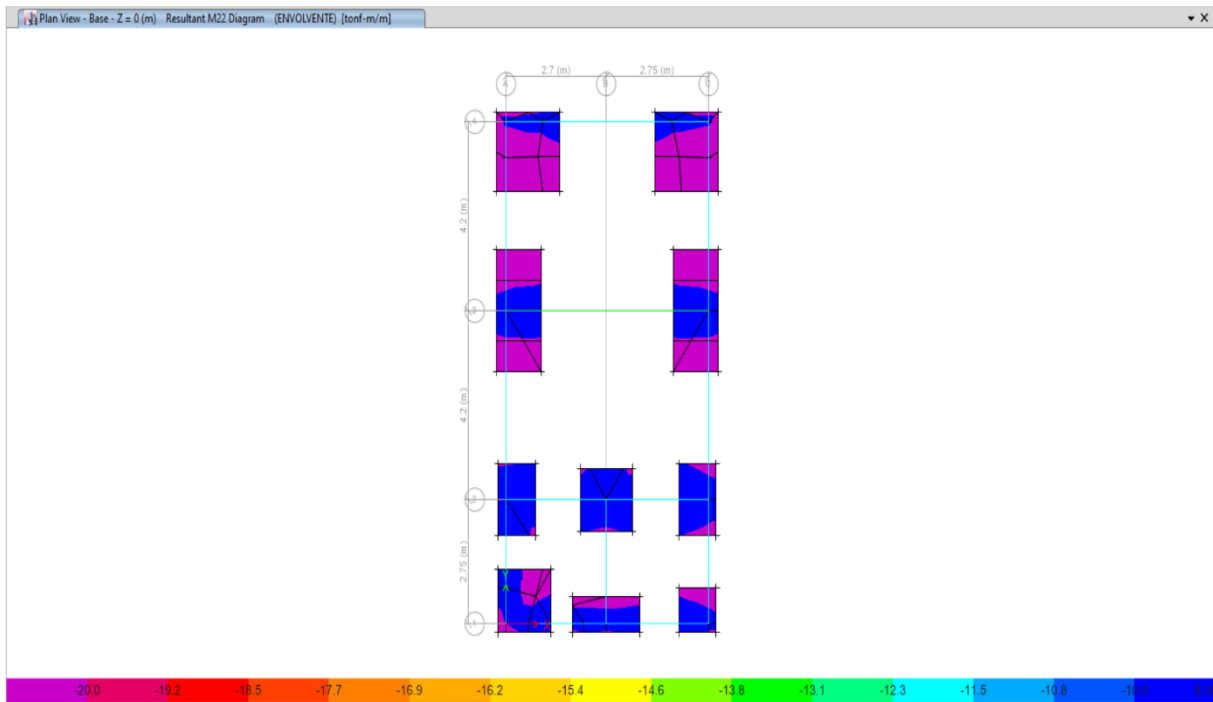


Fuente. Elaboración propia.

Esfuerzos por cargas últimas o mayoradas aplicadas a la zapata en la dirección 1-1 y en la dirección 2-2.

Imagen N° 239 Esfuerzos por cargas últimas aplicadas en la zapata – Edificio “Rivera del Mar”.





Fuente. Elaboración propia.

GEOMETRIA DEL ELEMENTO				
Ancho (cm)	b=	100.000	Recubrim ↑	7.500
Altura (cm)	h=	60.000	Recubrim ↓	2.000
Peralte efec (cm)	d=	58.000		

Momento act en la viga =	20.000	Tn-m
Factor reduccion de capacidad (ϕ) =	0.900	
CONCRETO f'_c =	350	ACERO f_y =
Factor de Sismo 0.75pb ó 0.50pb =	0.75	

DATOS RESULTANTES PARA LAS CONDICIONES MAXIMAS DE REGLAMENTO		
β_1 =	0.8	
A_s =	9.2260	cm ²
p =	0.00356	0.356
p_b =	0.03333	
p_{min} =	0.00356	0.356
p_{max} =	0.025	2.5
A_{min} =	10.8	cm ²
A_{max} =	145	cm ²

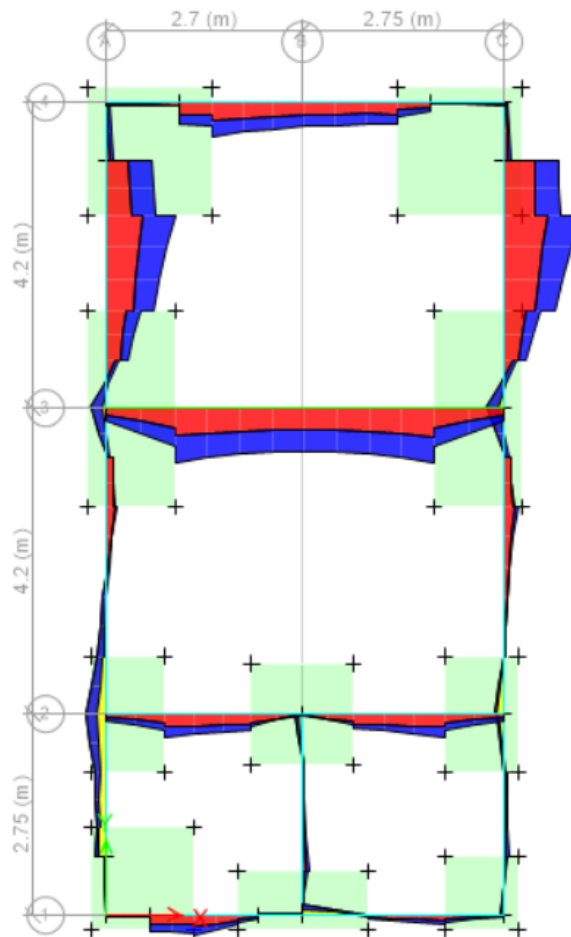
LA FALLA PROBABLE ES FALLA DUCTIL
REQUIERE ACERO A COMPRESION

FALLA POR COMPRESION		
$a =$	20.47	cm
$A_s =$	10.80	cm ²
$A's =$		cm ²
$f's =$		Kg/cm ²

ACERO A TRACCION
ACERO A COMPRESION

CON LOS VALORES DE A_s BUSCAREMOS TIPOS DE ACERO A TRACCION
CON LOS VALORES DE $A's$ BUSCAREMOS TIPOS DE ACERO A COMPRESION

Imagen N° 240 Momentos por cargas últimas o mayoradas aplicadas en la viga de conexión
– Edificio “Rivera del Mar”.



Fuente. Elaboración propia.

ESFUERZO	LOC	V2	M3
MUERTA	0	4.1692	-2.5337
	0.475	4.99	-4.709
	0.95	5.8108	-7.2742
	0.95	-2.9714	-10.6042
	1.3938	-2.2046	-9.4557
	1.8375	-1.4378	-8.6476
	2.2813	-0.671	-8.1797
	2.725	0.0958	-8.052
	3.1688	0.8626	-8.2646
	3.6125	1.6294	-8.8175
	4.0563	2.3962	-9.7107
	4.5	3.163	-10.9441
	4.5	-5.9843	-7.5806
	4.975	-5.1635	-4.933
	5.45	-4.3427	-2.6753

ESFUERZO	LOC	V2	M3
VIVA	0	1.3098	-0.448
	0.475	1.3098	-1.0701
	0.95	1.3098	-1.6923
	0.95	-0.0705	-2.2417
	1.3938	-0.0705	-2.2105
	1.8375	-0.0705	-2.1792
	2.2813	-0.0705	-2.1479
	2.725	-0.0705	-2.1166
	3.1688	-0.0705	-2.0853
	3.6125	-0.0705	-2.054
	4.0563	-0.0705	-2.0227
	4.5	-0.0705	-1.9914
	4.5	-1.2265	-1.5403
	4.975	-1.2265	-0.9578
	5.45	-1.2265	-0.3752

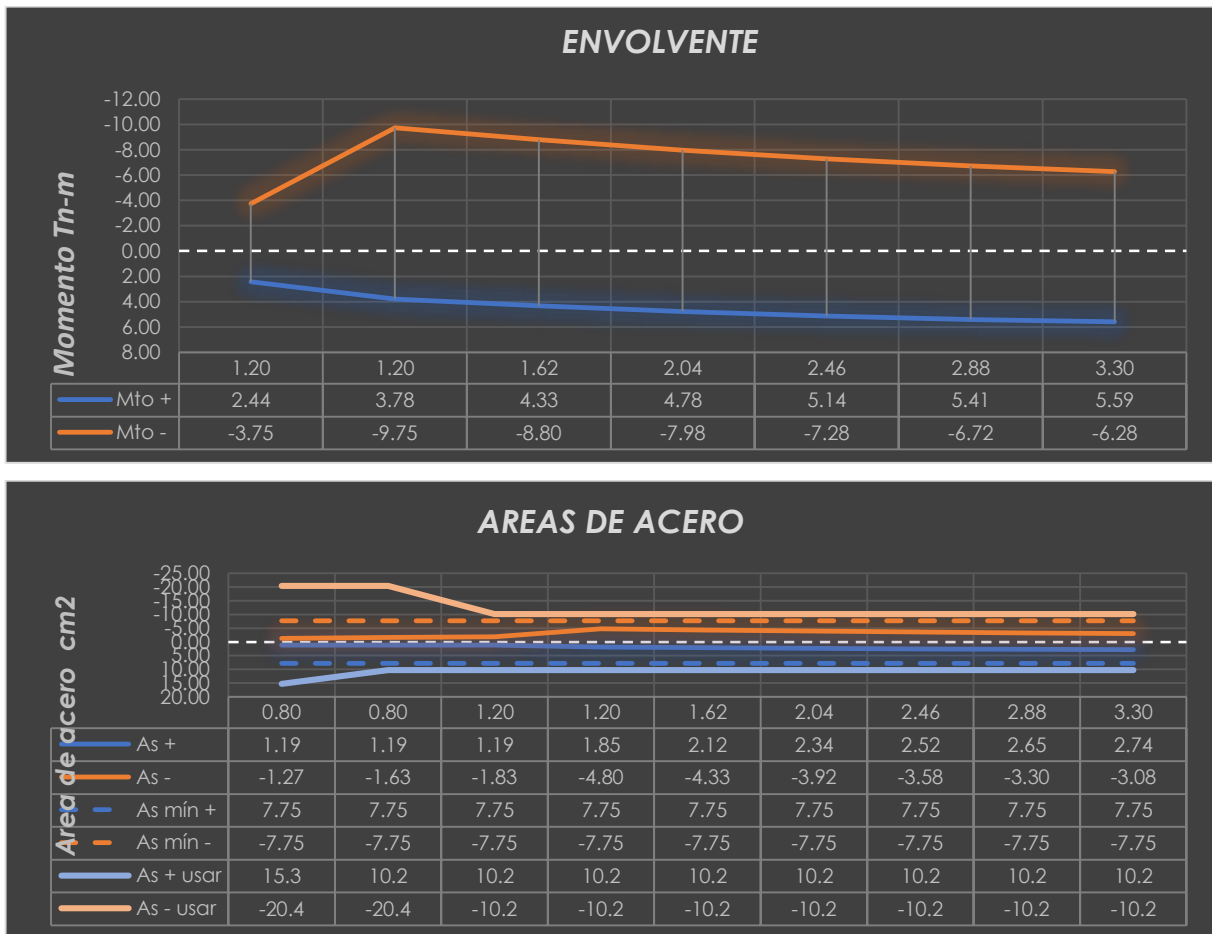
ESFUERZO	LOC	V2	M3
SX	0	0.7475	13.2899
	0.475	0.7475	12.9348
	0.95	0.7475	12.5797
	0.95	11.2856	19.6862
	1.3938	11.2856	14.6782
	1.8375	11.2856	9.6703
	2.2813	11.2856	4.6623
	2.725	11.2856	-0.3457
	3.1688	11.2856	-5.3537
	3.6125	11.2856	-10.3617
	4.0563	11.2856	-15.3697
	4.5	11.2856	-20.3777
	4.5	0.1606	-12.9538
	4.975	0.1606	-13.0301
	5.45	0.1606	-13.1064

ESFUERZO	LOC	V2	M3
SY	0	0.2646	1.6737
	0.475	0.2646	1.5481
	0.95	0.2646	1.4224
	0.95	0.3319	0.9655
	1.3938	0.3319	0.8182
	1.8375	0.3319	0.671
	2.2813	0.3319	0.5237
	2.725	0.3319	0.3764
	3.1688	0.3319	0.2292
	3.6125	0.3319	0.0819
	4.0563	0.3319	-0.0654
	4.5	0.3319	-0.2127
	4.5	-0.2448	0.8117
	4.975	-0.2448	0.928
	5.45	-0.2448	1.0443

CARGAS AMPLIFICADAS (COMBINACIONES)								
LOC	1.4CM+1.7CV		1.25(CM+CV)+SX		1.25(CM+CV)-SX		1.25(CM+CV)+SY	
	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3
0.00	8.06	-4.31	7.60	9.56	6.10	-17.02	7.11	-2.05
0.48	9.21	-8.41	8.62	5.71	7.13	-20.16	8.14	-5.68
0.95	10.36	-13.06	9.65	1.37	8.15	-23.79	9.17	-9.79
0.95	-4.28	-18.66	7.48	3.63	-15.09	-35.74	-3.47	-15.09
1.39	-3.21	-17.00	8.44	0.10	-14.13	-29.26	-2.51	-13.76
1.84	-2.13	-15.81	9.40	-3.86	-13.17	-23.20	-1.55	-12.86
2.28	-1.06	-15.10	10.36	-8.25	-12.21	-17.57	-0.59	-12.39
2.73	0.01	-14.87	11.32	-13.06	-11.25	-12.37	0.36	-12.33
3.17	1.09	-15.12	12.28	-18.29	-10.30	-7.58	1.32	-12.71
3.61	2.16	-15.84	13.23	-23.95	-9.34	-3.23	2.28	-13.51
4.06	3.23	-17.03	14.19	-30.04	-8.38	0.70	3.24	-14.73
4.50	4.31	-18.71	15.15	-36.55	-7.42	4.21	4.20	-16.38
4.50	-10.46	-13.23	-8.85	-24.35	-9.17	1.55	-9.26	-10.59
4.98	-9.31	-8.53	-7.83	-20.39	-8.15	5.67	-8.23	-6.44
5.45	-8.16	-4.38	-6.80	-16.92	-7.12	9.29	-7.21	-2.77

CARGAS AMPLIFICADAS (COMBINACIONES)									
1.25(CM+CV)-SY		0.9CM+SX		0.9CM-SX		0.9CM+SY		0.9CM-SY	
V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3
6.58	-5.40	4.50	11.01	3.00	-15.57	4.01688	-0.60663	3.48768	-3.95403
7.61	-8.77	5.24	8.70	3.74	-17.17	4.7556	-2.69	4.2264	-5.7862
8.64	-12.63	5.98	6.03	4.48	-19.13	5.49432	-5.12438	4.96512	-7.96918
-4.13	-17.02	8.61	10.14	-13.96	-29.23	-2.34236	-8.57828	-3.00616	-10.50928
-3.18	-15.40	9.30	6.17	-13.27	-23.19	-1.65224	-7.69193	-2.31604	-9.32833
-2.22	-14.20	9.99	1.89	-12.58	-17.45	-0.96212	-7.11184	-1.62592	-8.45384
-1.26	-13.43	10.68	-2.70	-11.89	-12.02	-0.272	-6.83803	-0.9358	-7.88543
-0.30	-13.09	11.37	-7.59	-11.20	-6.90	0.41812	-6.8704	-0.24568	-7.6232
0.66	-13.17	12.06	-12.79	-10.51	-2.08	1.10824	-7.20894	0.44444	-7.66734
1.62	-13.67	12.75	-18.30	-9.82	2.43	1.79836	-7.85385	1.13456	-8.01765
2.58	-14.60	13.44	-24.11	-9.13	6.63	2.48848	-8.80503	1.82468	-8.67423
3.53	-15.96	14.13	-30.23	-8.44	10.53	3.1786	-10.06239	2.5148	-9.63699
-8.77	-12.21	-5.23	-19.78	-5.55	6.13	-5.63067	-6.01084	-5.14107	-7.63424
-7.74	-8.29	-4.49	-17.47	-4.81	8.59	-4.89195	-3.5117	-4.40235	-5.3677
-6.72	-4.86	-3.75	-15.51	-4.07	10.70	-4.15323	-1.36347	-3.66363	-3.45207

Imagen N° 241 Envoltente y áreas de acero en la viga de conexión – Edificio “Rivera del Mar”



Fuente. Elaboración propia.

3.7.6.2 Proyecto “Las Olas”

- Diseño de Columnas – Sección 60x40

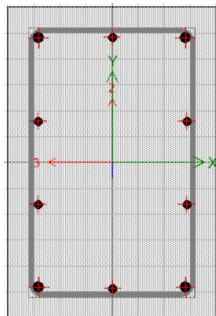
Cargas actuantes y cargas mayoradas.

	CARGA	LOC	P	V2	V3	M2	M3
PISO 1	MUERTA	0	-18.78	-1.93	-1.58	-0.59	-0.7
		1.4	-17.91	-0.05	-0.2	0.16	0.3
		2.8	-19.87	1.15	1	-0.42	-0.46
	VIVA	0	-2.19	-0.28	-0.31	-0.11	-0.09
		1.4	-2.08	-0.05	-0.08	0.04	0.05
		2.8	-2.32	0.11	0.08	-0.04	-0.04
	SISMO X	0	53.87	2.9	-0.08	-0.05	4.07
		1.4	46.5	1.43	-0.32	0.04	2.08
		2.8	36.24	2.28	-1.24	0.44	1.08
SISMO Y	0	83.76	3.27	4.32	2.24	1.71	
	1.4	77	-0.24	0.52	0.52	-0.16	
	2.8	75.19	-2.77	-1.19	1.14	1.35	

COMBINACIÓN	PU	VU2	VU3	MU2	MU3
DIRECCION X-X					
1.4 CM +1.7 CV	30.02	-3.18	-2.74	-1.01	-1.13
	28.61	-0.16	-0.42	0.29	0.51
	31.76	1.80	1.54	-0.66	-0.71
1.25 (CM+CV)+SX	-27.66	0.14	-2.44	-0.93	3.08
	-21.51	1.31	-0.67	0.29	2.52
	-8.50	3.86	0.11	-0.14	0.46
1.25 (CM+CV)-SX	80.08	-5.66	-2.28	-0.83	-5.06
	71.49	-1.56	-0.03	0.21	-1.64
	63.98	-0.71	2.59	-1.02	-1.71
0.9CM +SX	-36.97	1.16	-1.50	-0.58	3.44
	-30.38	1.39	-0.50	0.18	2.35
	-18.36	3.32	-0.34	0.06	0.67
0.9CM -SX	70.77	-4.64	-1.34	-0.48	-4.70
	62.62	-1.48	0.14	0.10	-1.81
	54.12	-1.25	2.14	-0.82	-1.49

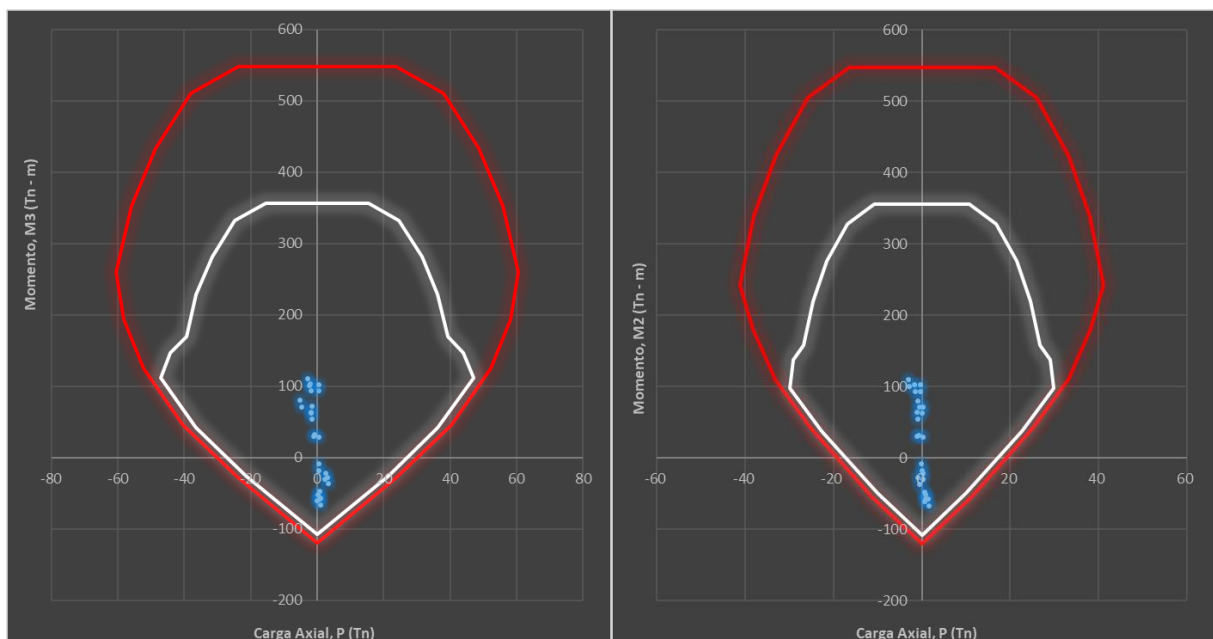
COMBINACIÓN	PU	VU2	VU3	MU2	MU3
DIRECCION Y-Y					
1.25 (CM+CV)+SY	-57.55	0.51	1.96	1.37	0.72
	-52.01	-0.37	0.17	0.77	0.28
	-47.45	-1.20	0.16	0.57	0.73
1.25 (CM+CV)-SY	109.97	-6.03	-6.68	-3.12	-2.70
	101.99	0.12	-0.87	-0.27	0.60
	102.93	4.35	2.54	-1.72	-1.98
0.9CM +SY	-66.86	1.53	2.90	1.71	1.08
	-60.88	-0.29	0.34	0.66	0.11
	-57.31	-1.74	-0.29	0.76	0.94
0.9CM -SY	100.66	-5.01	-5.74	-2.77	-2.34
	93.12	0.20	-0.70	-0.38	0.43
	93.07	3.81	2.09	-1.52	-1.76

Sección del elemento y diagrama de interacción.



<u>Diseño de Columna</u>	
Sección:	60x40
Área geométrica:	2400 cm ²
Área de acero:	28.40 cm ²
Cuantía:	1.18%

Imagen N° 242 Diagrama de Interacción de la Columna 50x30 en el Eje X-X y Eje Y-Y respectivamente – Edificio “Las Olas”.



Fuente. Elaboración propia.

- **Diseño de Vigas – Sección 25x40**

Cargas actuantes y cargas mayoradas.

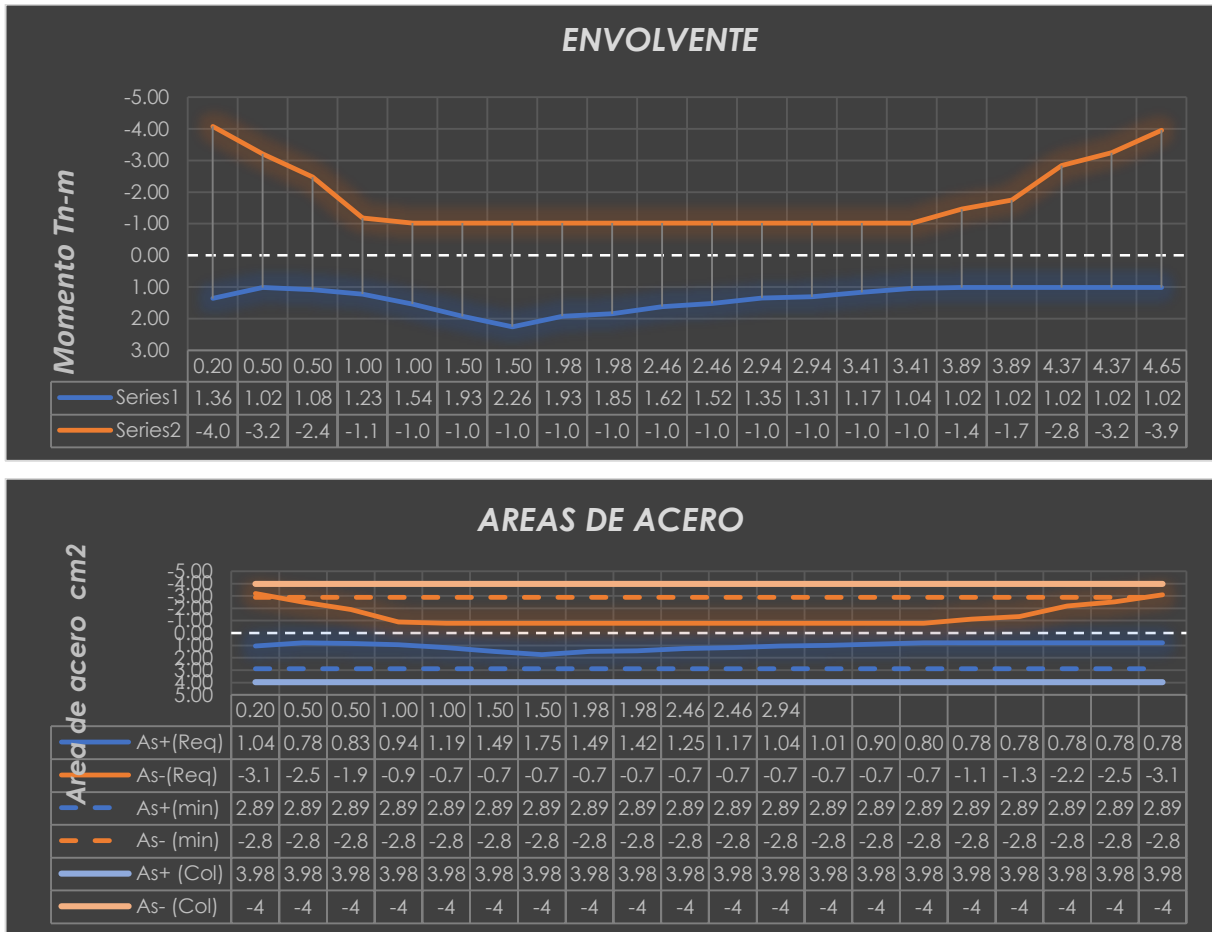
ESFUERZO	LOC	V2	M3	ESFUERZO	LOC	V2	M3
MUERTA	0.2	-1.36	-1.24	VIVA	0.2	-0.38	-0.43
	0.5	-1.29	-0.84		0.5	-0.38	-0.31
	0.5	-1.2	-0.53		0.5	-0.33	-0.2
	1	-1.08	0.04		1	-0.33	-0.03
	1	-1	0.32		1	-0.28	0.08
	1.5	-0.88	0.79		1.5	-0.28	0.21
	1.5	-0.04	0.97		1.5	0.01	0.3
	1.9786	0.07	0.97		1.9786	0.01	0.29
	1.9786	0.15	0.93		1.9786	0.06	0.29
	2.4571	0.26	0.84		2.4571	0.06	0.26
	2.4571	0.34	0.78		2.4571	0.11	0.25
	2.9357	0.46	0.59		2.9357	0.11	0.2
	2.9357	0.54	0.53		2.9357	0.16	0.19
	3.4143	0.66	0.24		3.4143	0.16	0.11
	3.4143	0.74	0.13		3.4143	0.22	0.08
	3.8929	0.86	-0.25		3.8929	0.22	-0.03
	3.8929	0.95	-0.39		3.8929	0.27	-0.07
4.3714	1.06	-0.87	4.3714	0.27	-0.2		
4.3714	1.15	-1.07	4.3714	0.32	-0.26		
4.65	1.22	-1.4	4.65	0.32	-0.35		

ESFUERZO	LOC	V2	M3	ESFUERZO	LOC	V2	M3
SX	0.2	0.17	0.75	SY	0.2	0.74	1.99
	0.5	0.17	0.7		0.5	0.74	1.77
	0.5	0.17	0.61		0.5	0.72	1.56
	1	0.17	0.53		1	0.72	1.19
	1	0.18	0.47		1	0.71	1.04
	1.5	0.18	0.38		1.5	0.71	0.68
	1.5	0.46	0.45		1.5	0.65	0.67
	1.9786	0.46	0.23		1.9786	0.65	0.35
	1.9786	0.47	0.26		1.9786	0.66	0.32
	2.4571	0.47	0.03		2.4571	0.66	0.004816
	2.4571	0.48	0.05		2.4571	0.66	-0.04
	2.9357	0.48	-0.18		2.9357	0.66	-0.36
	2.9357	0.5	-0.16		2.9357	0.67	-0.41
	3.4143	0.5	-0.4		3.4143	0.67	-0.73
	3.4143	0.53	-0.4		3.4143	0.68	-0.78
	3.8929	0.53	-0.65		3.8929	0.68	-1.11
	3.8929	0.57	-0.64		3.8929	0.69	-1.17
4.3714	0.57	-0.91	4.3714	0.69	-1.5		
4.3714	0.61	-0.9	4.3714	0.7	-1.58		
4.65	0.61	-1.07	4.65	0.7	-1.77		

CARGAS AMPLIFICADAS (COMBINACIONES)								
LOC	1.4CM+1.7CV		1.25(CM+CV)+SX		1.25(CM+CV)-SX		1.25(CM+CV)+SY	
	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3
0.20	-2.55	-2.47	-2.01	-1.34	-2.35	-2.84	-1.44	-0.10
0.50	-2.45	-1.70	-1.92	-0.74	-2.26	-2.14	-1.35	0.33
0.50	-2.24	-1.08	-1.74	-0.30	-2.08	-1.52	-1.19	0.65
1.00	-2.07	0.01	-1.59	0.54	-1.93	-0.52	-1.04	1.20
1.00	-1.88	0.58	-1.42	0.97	-1.78	0.03	-0.89	1.54
1.50	-1.71	1.46	-1.27	1.63	-1.63	0.87	-0.74	1.93
1.50	-0.04	1.87	0.42	2.04	-0.50	1.14	0.61	2.26
1.98	0.12	1.85	0.56	1.81	-0.36	1.35	0.75	1.93
1.98	0.31	1.80	0.73	1.79	-0.21	1.27	0.92	1.85
2.46	0.47	1.62	0.87	1.41	-0.07	1.35	1.06	1.38
2.46	0.66	1.52	1.04	1.34	0.08	1.24	1.22	1.25
2.94	0.83	1.17	1.19	0.81	0.23	1.17	1.37	0.63
2.94	1.03	1.07	1.38	0.74	0.38	1.06	1.55	0.49
3.41	1.20	0.52	1.53	0.04	0.53	0.84	1.70	-0.29
3.41	1.41	0.32	1.73	-0.14	0.67	0.66	1.88	-0.52
3.89	1.58	-0.40	1.88	-1.00	0.82	0.30	2.03	-1.46
3.89	1.79	-0.67	2.10	-1.22	0.96	0.06	2.22	-1.75
4.37	1.94	-1.56	2.23	-2.25	1.09	-0.43	2.35	-2.84
4.37	2.15	-1.94	2.45	-2.56	1.23	-0.76	2.54	-3.24
4.65	2.25	-2.56	2.54	-3.26	1.32	-1.12	2.63	-3.96

CARGAS AMPLIFICADAS (COMBINACIONES)									
1.25(CM+CV)-SY		0.9CM+SX		0.9CM-SX		0.9CM+SY		0.9CM-SY	
V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3
-2.92	-4.08	-1.05	-0.37	-1.39	-1.87	-0.484	0.874	-1.964	-3.106
-2.83	-3.21	-0.99	-0.06	-1.33	-1.46	-0.421	1.014	-1.901	-2.526
-2.63	-2.47	-0.91	0.13	-1.25	-1.09	-0.36	1.083	-1.8	-2.037
-2.48	-1.18	-0.80	0.57	-1.14	-0.49	-0.252	1.226	-1.692	-1.154
-2.31	-0.54	-0.72	0.76	-1.08	-0.18	-0.19	1.328	-1.61	-0.752
-2.16	0.57	-0.61	1.09	-0.97	0.33	-0.082	1.391	-1.502	0.031
-0.69	0.92	0.42	1.32	-0.50	0.42	0.614	1.543	-0.686	0.203
-0.55	1.23	0.52	1.10	-0.40	0.64	0.713	1.223	-0.587	0.523
-0.40	1.21	0.61	1.10	-0.34	0.58	0.795	1.157	-0.525	0.517
-0.26	1.37	0.70	0.79	-0.24	0.73	0.894	0.760816	-0.426	0.751184
-0.10	1.33	0.79	0.75	-0.17	0.65	0.966	0.662	-0.354	0.742
0.05	1.35	0.89	0.35	-0.07	0.71	1.074	0.171	-0.246	0.891
0.21	1.31	0.99	0.32	-0.01	0.64	1.156	0.067	-0.184	0.887
0.36	1.17	1.09	-0.18	0.09	0.62	1.264	-0.514	-0.076	0.946
0.52	1.04	1.20	-0.28	0.14	0.52	1.346	-0.663	-0.014	0.897
0.67	0.76	1.30	-0.88	0.24	0.43	1.454	-1.335	0.094	0.885
0.84	0.60	1.43	-0.99	0.29	0.29	1.545	-1.521	0.165	0.819
0.97	0.16	1.52	-1.69	0.38	0.13	1.644	-2.283	0.264	0.717
1.14	-0.08	1.65	-1.86	0.43	-0.06	1.735	-2.543	0.335	0.617
1.23	-0.42	1.71	-2.33	0.49	-0.19	1.798	-3.03	0.398	0.51

Imagen N° 243 Envoltente y áreas de acero en la viga – Edificio “Las Olas”



Fuente. Elaboración propia.

- **Diseño de Muros Estructurales**

PISO 1 - 2	CARGA	LOC	P	V2	V3	M2	M3	
	MUERTA	Top		-103.09	15.08	-0.69	0.09	21.71
		Bottom		-107.13	14.73	-0.86	-0.87	35.13
	VIVA	Top		-15.69	1.52	0.1	-0.15	5.44
		Bottom		-15.98	0.93	0.07	-0.08	6.38
	Sdxmax	Top		105.93	8.75	2.13	0.68	48.24
		Bottom		103.83	16.2	2.78	3.42	29.07
	Sdxmin	Top		-105.93	-8.75	-2.13	-0.68	-48.24
		Bottom		-103.83	-16.2	-2.78	-3.42	-29.07
	Sdymax	Top		87.59	22.57	0.77	0.16	292.09
		Bottom		75.19	71.63	0.89	0.6	198.15
	Sdymin	Top		-87.59	-22.57	-0.77	-0.16	-292.09
		Bottom		-75.19	-71.63	-0.89	-0.6	-198.15

COMBINACIÓN DIRECCION X-X	PU	VU2	VU3	MU2	MU3	COMBINACIÓN DIRECCION Y-Y	PU	VU2	VU3	MU2	MU3
1.4 CM +1.7 CV	-171.00	23.70	-0.80	-0.13	39.64	1.4 CM +1.7 CV	-171.00	23.70	-0.80	-0.13	39.64
	-177.15	22.20	-1.09	-1.35	60.03		-177.15	22.20	-1.09	-1.35	60.03
1.25 (CM+CV)+Sdxmax	-42.55	29.50	1.39	0.61	82.18	1.25 (CM+CV)+Sdymax	-60.89	43.32	0.03	0.09	326.03
	-50.06	35.78	1.79	2.23	80.96		-78.70	91.21	-0.10	-0.59	250.04
1.25 (CM+CV)+Sdxmin	-254.41	12.00	-2.87	-0.76	-14.30	1.25 (CM+CV)+Sdymin	-236.07	-1.82	-1.51	-0.24	-258.15
	-257.72	3.38	-3.77	-4.61	22.82		-229.08	-52.06	-1.88	-1.79	-146.26
1.25 (CM+CV)-Sdxmax	-254.41	12.00	-2.87	-0.76	-14.30	1.25 (CM+CV)-Sdxmax	-236.07	-1.82	-1.51	-0.24	-258.15
	-257.72	3.38	-3.77	-4.61	22.82		-229.08	-52.06	-1.88	-1.79	-146.26
1.25 (CM+CV)-Sdxmin	-42.55	29.50	1.39	0.61	82.18	1.25 (CM+CV)-Sdxmin	-60.89	43.32	0.03	0.09	326.03
	-50.06	35.78	1.79	2.23	80.96		-78.70	91.21	-0.10	-0.59	250.04
0.9CM+Sdxmax	13.15	22.32	1.51	0.76	67.78	0.9CM+Sdymax	-5.19	36.14	0.15	0.24	311.63
	7.41	29.46	2.01	2.64	60.69		-21.23	84.89	0.12	-0.18	229.77
0.9CM+Sdxmin	-198.71	4.82	-2.75	-0.60	-28.70	0.9CM+Sdymin	-180.37	-9.00	-1.39	-0.08	-272.55
	-200.25	-2.94	-3.55	-4.20	2.55		-171.61	-58.37	-1.66	-1.38	-166.53
0.9CM-Sdxmax	-198.71	4.82	-2.75	-0.60	-28.70	0.9CM-Sdymax	-180.37	-9.00	-1.39	-0.08	-272.55
	-200.25	-2.94	-3.55	-4.20	2.55		-171.61	-58.37	-1.66	-1.38	-166.53
0.9CM-Sdxmin	13.15	22.32	1.51	0.76	67.78	0.9CM-Sdymin	-5.19	36.14	0.15	0.24	311.63
	7.41	29.46	2.01	2.64	60.69		-21.23	84.89	0.12	-0.18	229.77

Sección del elemento y diagrama de interacción.

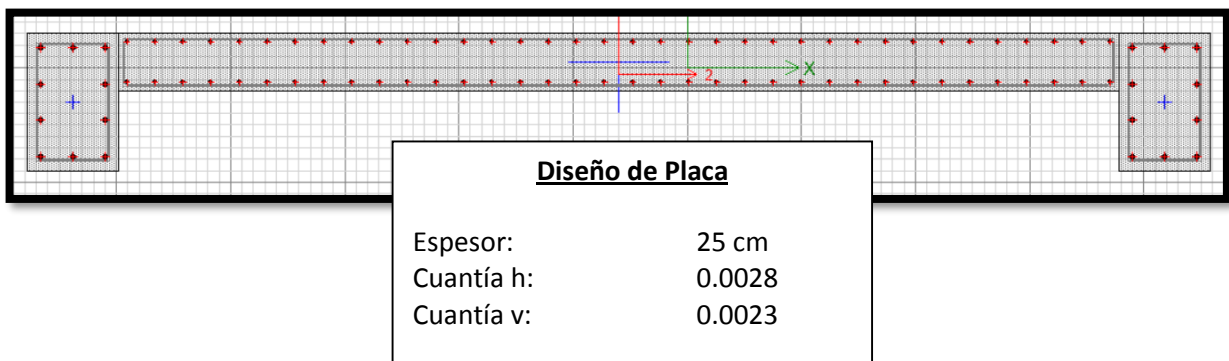
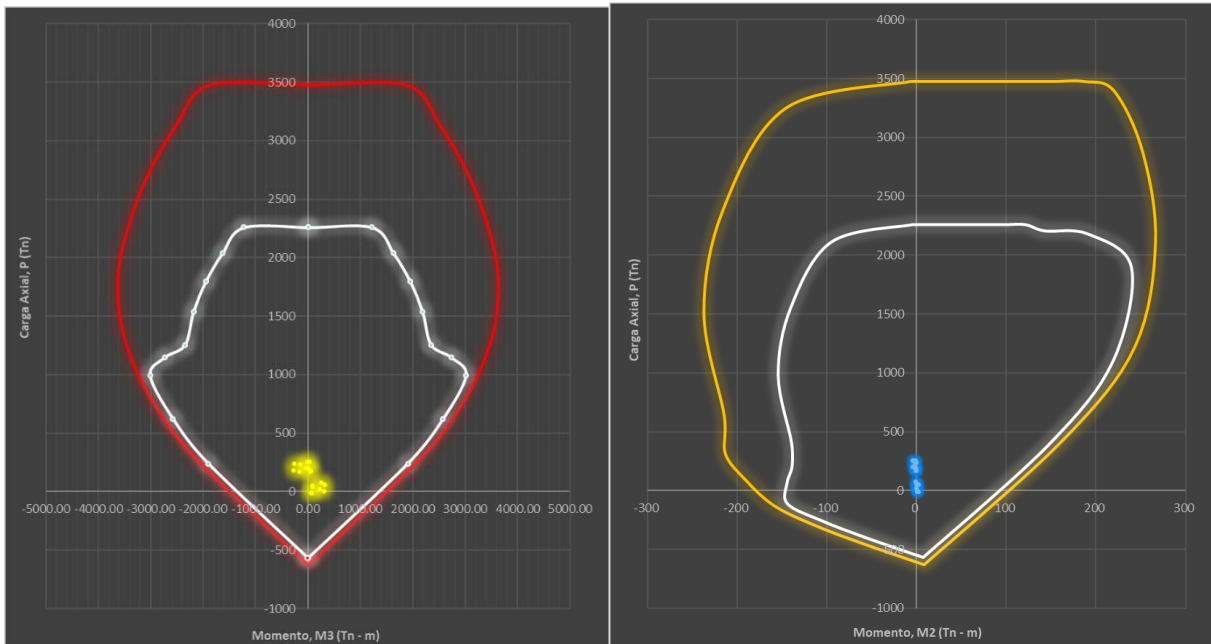


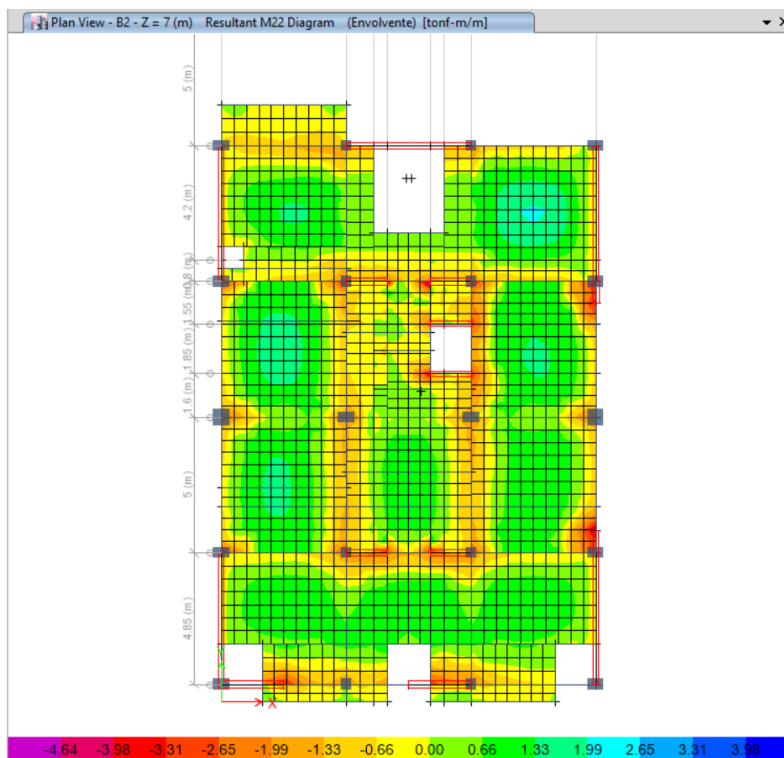
Imagen N° 244 Diagrama de Interacción de la Placa en el Eje X-X y Eje Y-Y respectivamente – Edificio “Las Olas”

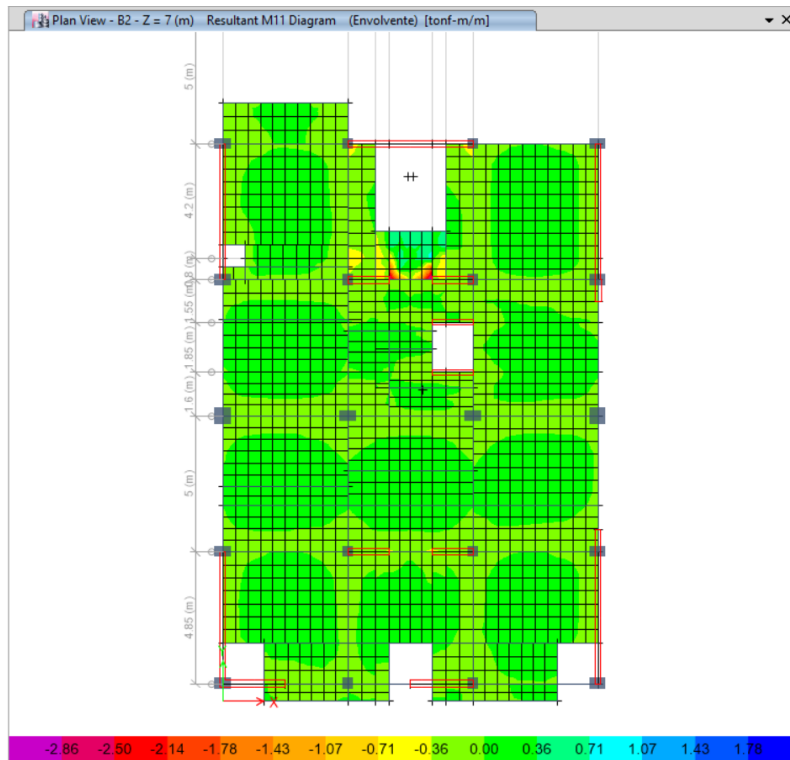


Fuente. Elaboración propia.

- **Diseño de Losas Aligeradas**

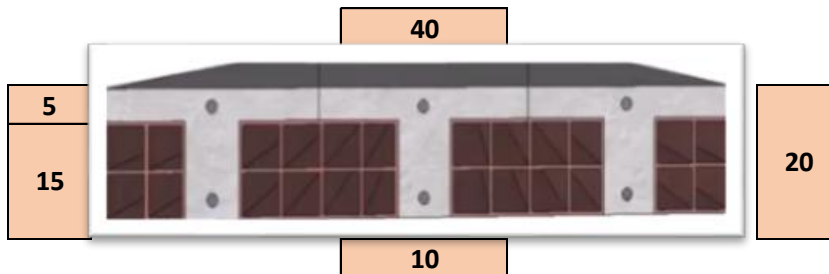
Imagen N° 245 Esfuerzos mayorados máximos y mínimos aplicados en la losa aligerada – Edificio “Las Olas”.





Fuente. Elaboración propia.

LOSA ALIGERADA EN 1 DIRECCION



b	10.00 cm	Mu	1.05 tn.m
h	20.00 cm	Mu	0.42 tn.(40cm)
d	16.73 cm	Asmin (-)	0.56 cm ²
f'c	280 kg/cm ²	Asmin (+)	0.84 cm ²
fy	4200 kg/cm ²	Asmax	3.56 cm ²

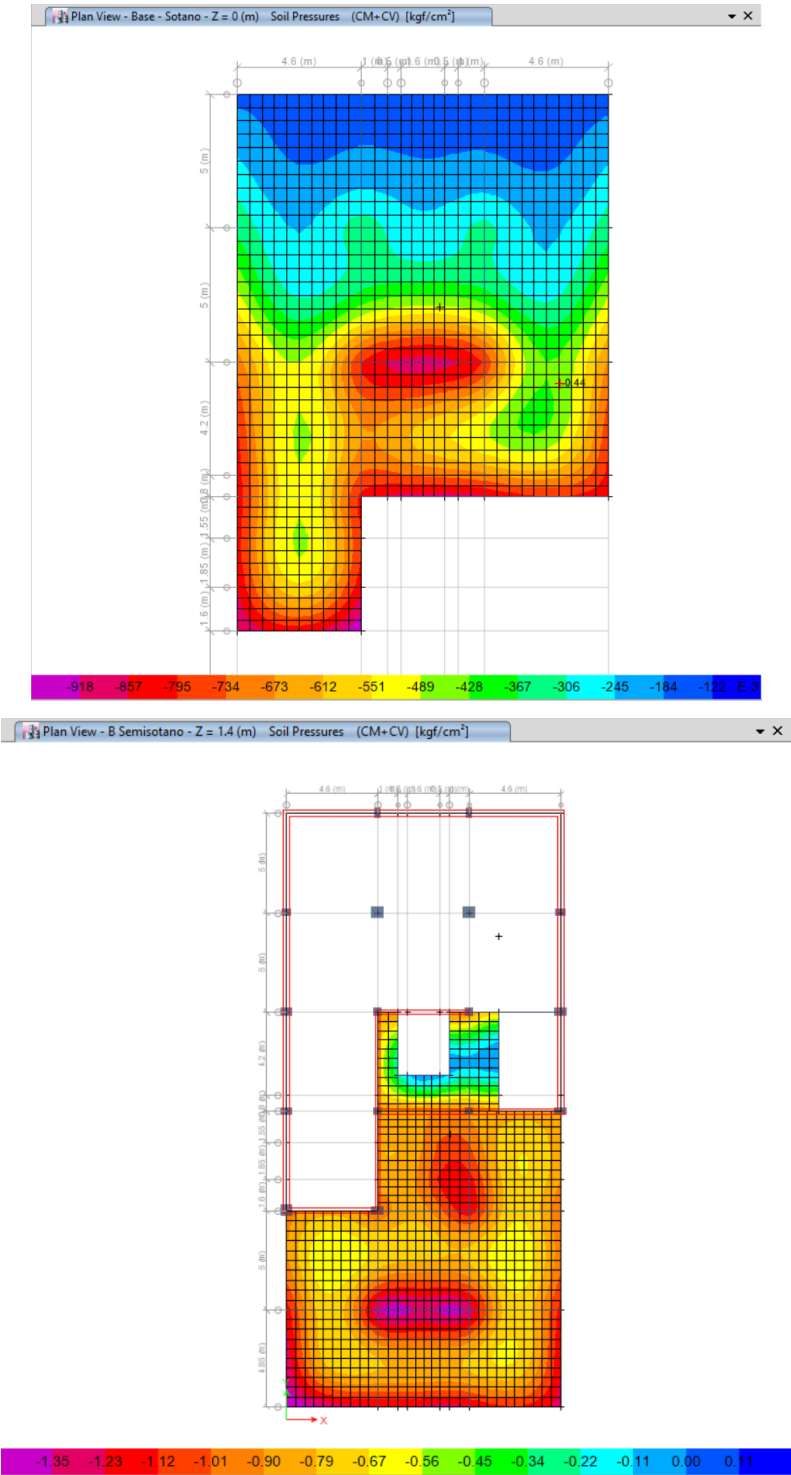
$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot f'c \cdot y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

As = 0.69 cm² Correcto

- Diseño de Losa de Cimentación

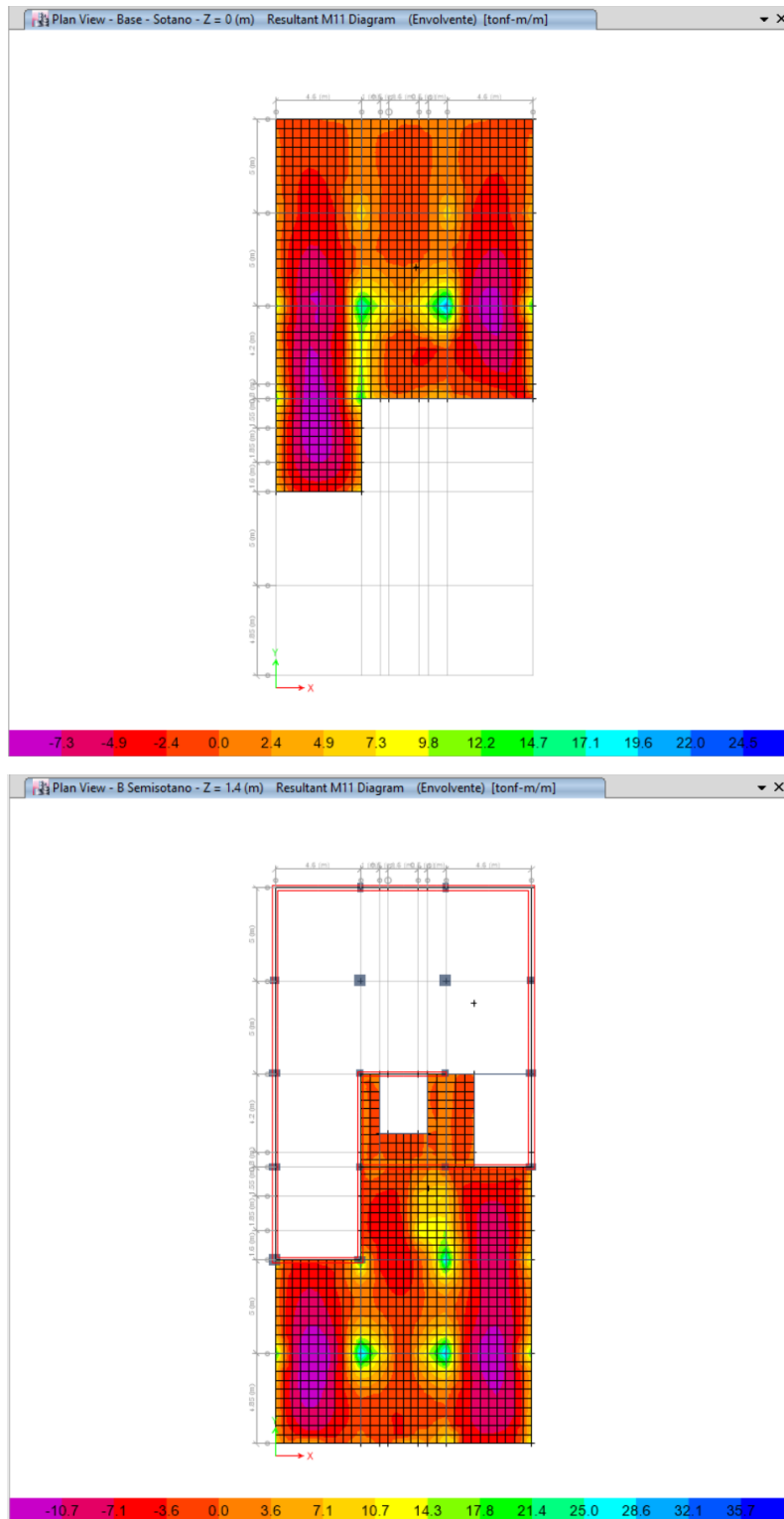
El esfuerzo admisible del terreno es 1.08 kg/cm² teniendo como esfuerzo máximo por carga de servicio de 0.95 kg/cm².

Imagen N° 246 Esfuerzos por cargas de servicio aplicados en la zapata – Edificio “Las Olas”.



Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 247 Esfuerzos por cargas últimas o mayoradas aplicadas a la zapata en la dirección 1-1 y en la dirección 2-2 – Edificio “Las Olas”.



Fuente. Elaboración propia.

GEOMETRIA DEL ELEMENTO				
Ancho (cm)	b=	100.000	Recubrim ↑	7.500
Altura (cm)	h=	50.000	Recubrim ↓	7.500
Peralte efec (cm)	d=	42.500		

Momento actuante =	15.000	Tn-m
Factor reduccion de capacidad (ϕ) =		0.900
CONCRETO f'_c =	350	ACERO f_y = 4200
Factor de Sismo $0.75p_b$ ó $0.50p_b$ =		0.75

DATOS RESULTANTES PARA LAS CONDICIONES MAXIMAS DE REGLAMENTO		
β_1 =	0.8	
A_s =	9.4865	cm ²
ρ =	0.00356	0.356
ρ_b =	0.03333	
ρ_{min} =	0.00356	0.356
ρ_{max} =	0.025	2.5
A_{min} =	9	cm ²
A_{max} =	106.25	cm ²

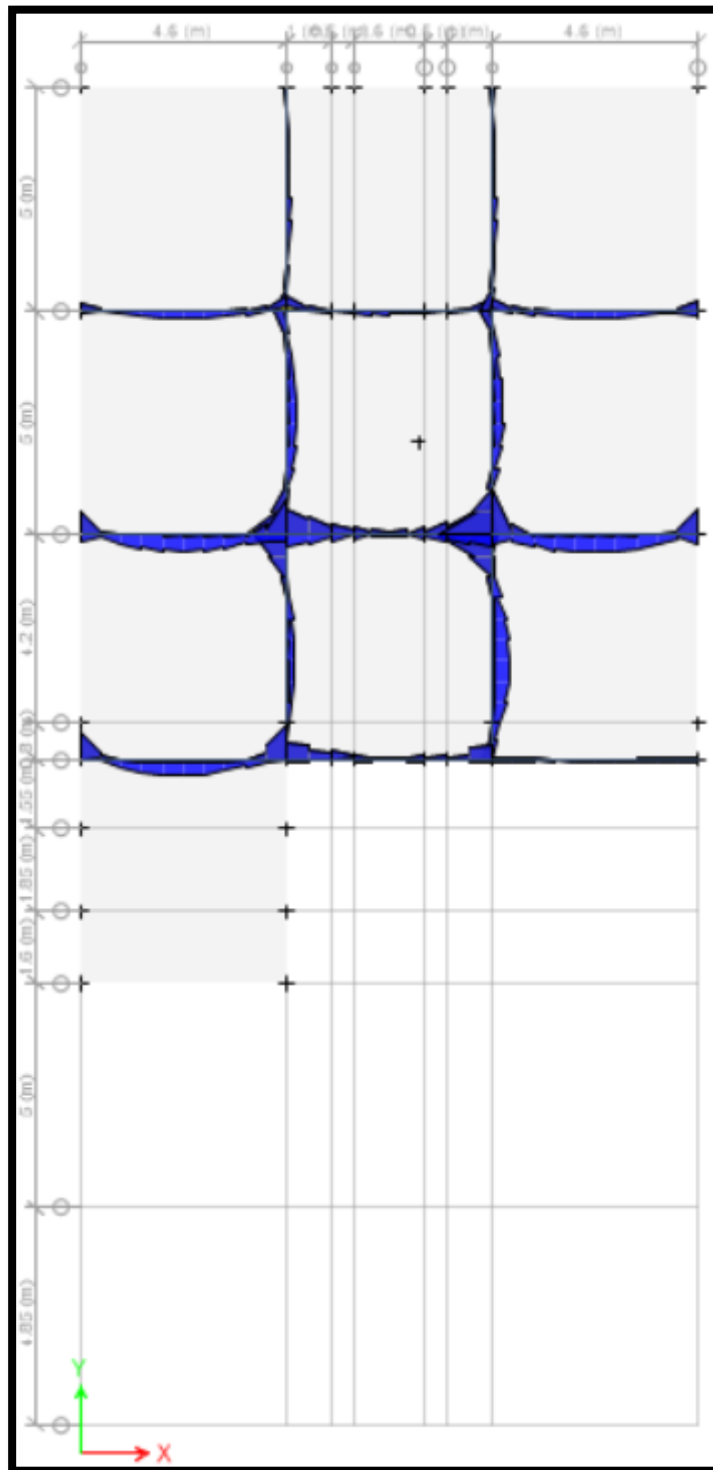
LA FALLA PROBABLE ES FALLA DUCTIL
NO REQUIERE ACERO A COMPRESION

FALLA POR TRACCION		
a =	1.27	cm
A_s =	9.00	cm ²
$A's$ =		cm ²
$f's$ =		Kg/cm ²

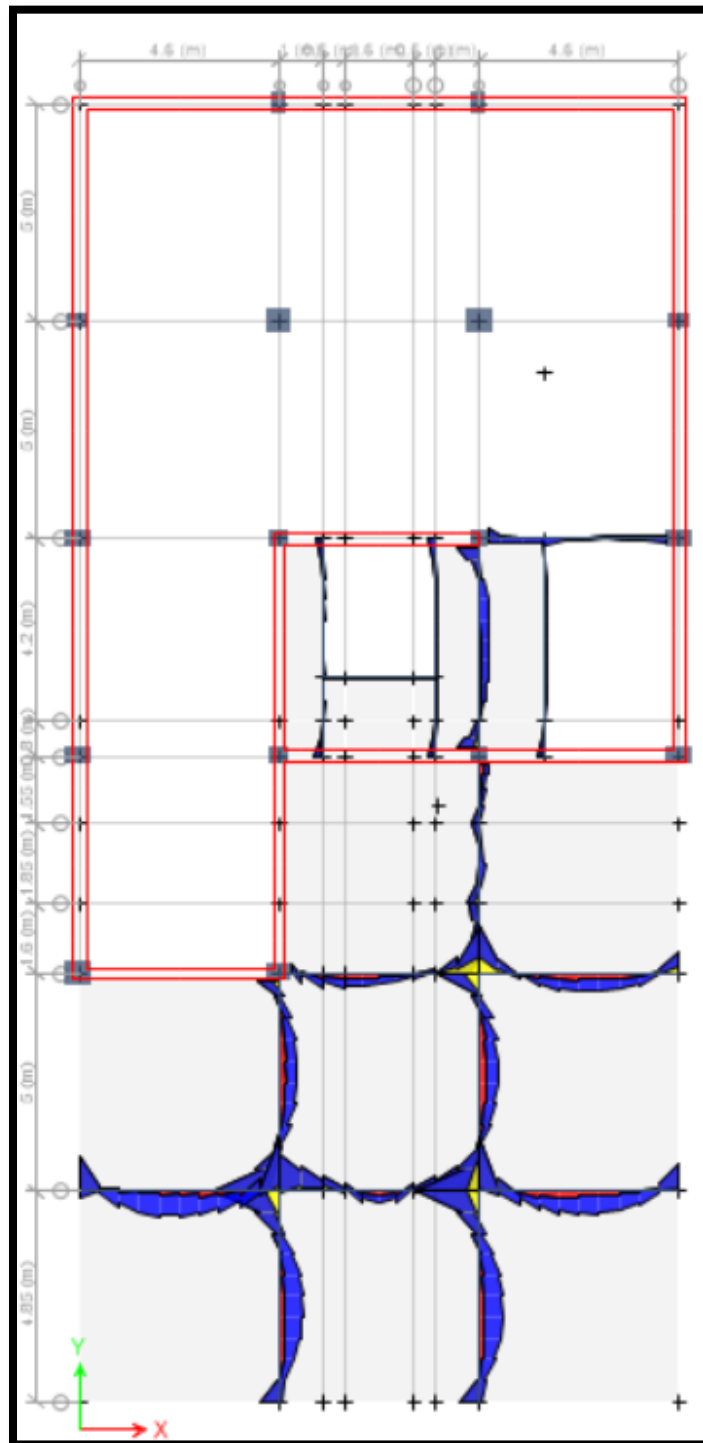
ACERO A TRACCION
ACERO A COMPRESION

CON LOS VALORES DE A_s BUSCAREMOS TIPOS DE ACERO A TRACCION
CON LOS VALORES DE $A's$ BUSCAREMOS TIPOS DE ACERO A COMPRESION

Momentos por cargas últimas o mayoradas aplicadas en la viga de conexión a nivel de sótano.



Momentos por cargas últimas o mayoradas aplicadas en la viga de conexión a nivel de semi-sótano.



Esfuerzos mayorados en las vigas de cimentación.

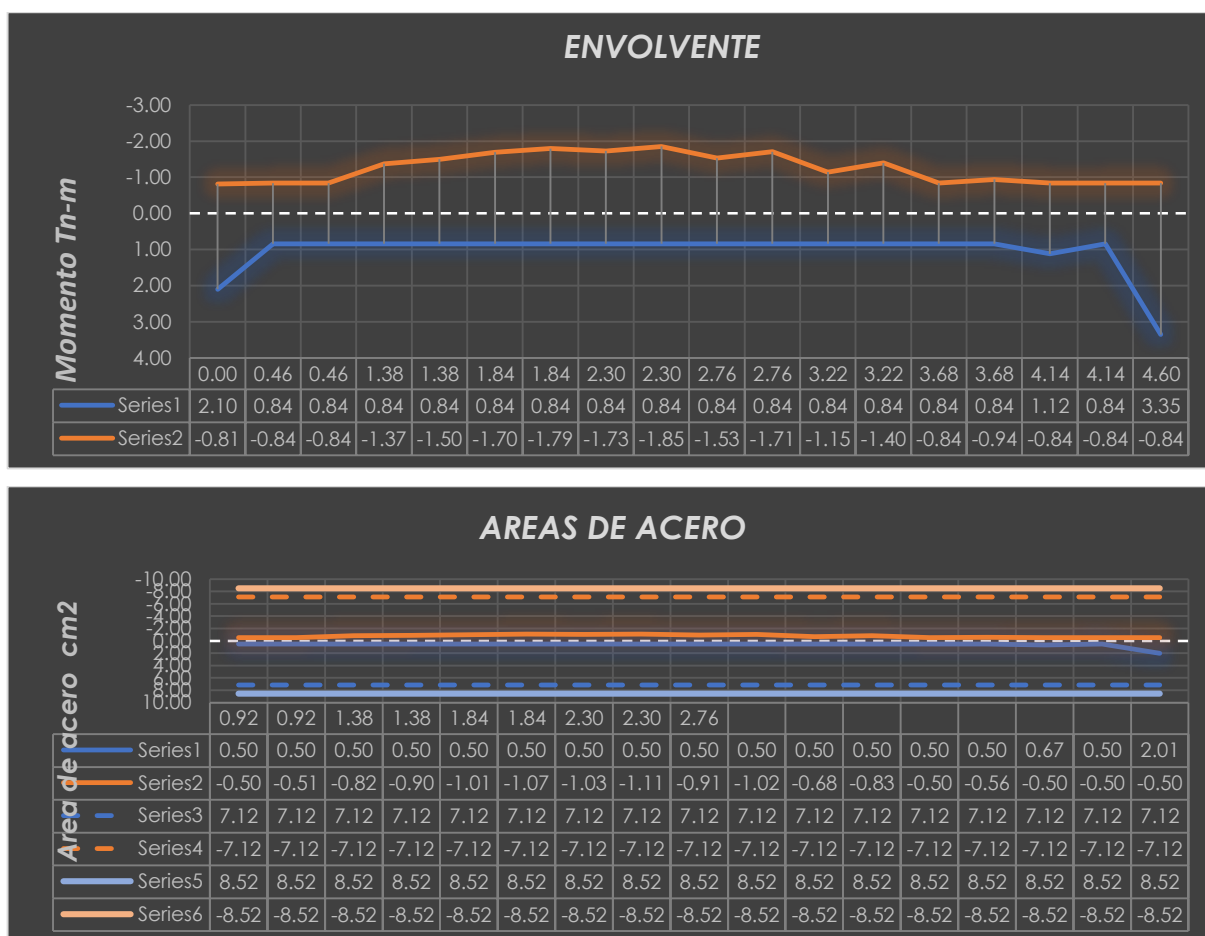
ESFUERZO	LOC	V2	M3	ESFUERZO	LOC	V2	M3
MUERTA	0	0.62	0.51	VIVA	0	0.28	0.15
	0.46	0.87	0.16		0.46	0.28	0.02
	0.46	0.38	-0.01		0.46	0.18	-0.03
	0.92	0.63	-0.24		0.92	0.18	-0.11
	0.92	0.17	-0.3		0.92	0.1	-0.13
	1.38	0.42	-0.43		1.38	0.1	-0.18
	1.38	-0.02	-0.48		1.38	0.02	-0.2
	1.84	0.23	-0.53		1.84	0.02	-0.21
	1.84	-0.2	-0.57		1.84	-0.06	-0.24
	2.3	0.05	-0.54		2.3	-0.06	-0.21
	2.3	-0.39	-0.59		2.3	-0.15	-0.25
	2.76	-0.14	-0.47		2.76	-0.15	-0.17
	2.76	-0.62	-0.55		2.76	-0.28	-0.23
	3.22	-0.37	-0.32		3.22	-0.28	-0.1
	3.22	-0.94	-0.44		3.22	-0.46	-0.18
	3.68	-0.69	-0.06		3.68	-0.46	0.03
	3.68	-1.48	-0.26		3.68	-0.79	-0.1
	4.14	-1.23	0.37		4.14	-0.79	0.26
4.14	-2.74	0.16	4.14	-1.57	0.12		
4.6	-2.49	1.36	4.6	-1.57	0.85		

ESFUERZO	LOC	V2	M3	ESFUERZO	LOC	V2	M3
SX	0	-0.6	-0.18	SY	0	1.64	1.27
	0.46	-0.6	0.09		0.46	1.64	0.52
	0.46	-0.4	0.13		0.46	1.08	0.22
	0.92	-0.4	0.32		0.92	1.08	-0.28
	0.92	-0.22	0.32		0.92	0.63	-0.32
	1.38	-0.22	0.42		1.38	0.63	-0.61
	1.38	-0.08	0.4		1.38	0.28	-0.65
	1.84	-0.08	0.44		1.84	0.28	-0.77
	1.84	0.04	0.42		1.84	0.03	-0.78
	2.3	0.04	0.41		2.3	0.03	-0.79
	2.3	0.12	0.38		2.3	-0.14	-0.8
	2.76	0.12	0.33		2.76	-0.14	-0.73
	2.76	0.19	0.32		2.76	-0.24	-0.73
	3.22	0.19	0.23		3.22	-0.24	-0.62
	3.22	0.24	0.2		3.22	-0.3	-0.62
	3.68	0.24	0.09		3.68	-0.3	-0.48
	3.68	0.28	0.1		3.68	-0.34	-0.49
	4.14	0.28	-0.03		4.14	-0.34	-0.33
4.14	0.38	-0.23	4.14	-0.42	-0.32		
4.6	0.38	-0.41	4.6	-0.42	-0.12		

CARGAS AMPLIFICADAS (COMBINACIONES)								
LOC	1.4CM+1.7CV		1.25(CM+CV)+SX		1.25(CM+CV)-SX		1.25(CM+CV)+SY	
	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3
0.00	1.34	0.97	0.53	0.65	1.73	1.01	2.77	2.10
0.46	1.69	0.26	0.84	0.32	2.04	0.14	3.08	0.75
0.46	0.84	-0.07	0.30	0.08	1.10	-0.18	1.78	0.17
0.92	1.19	-0.52	0.61	-0.12	1.41	-0.76	2.09	-0.72
0.92	0.41	-0.64	0.12	-0.22	0.56	-0.86	0.97	-0.86
1.38	0.76	-0.91	0.43	-0.34	0.87	-1.18	1.28	-1.37
1.38	0.01	-1.01	-0.08	-0.45	0.08	-1.25	0.28	-1.50
1.84	0.36	-1.10	0.23	-0.49	0.39	-1.37	0.59	-1.70
1.84	-0.38	-1.21	-0.29	-0.59	-0.37	-1.43	-0.30	-1.79
2.30	-0.03	-1.11	0.03	-0.53	-0.05	-1.35	0.02	-1.73
2.30	-0.80	-1.25	-0.56	-0.67	-0.80	-1.43	-0.82	-1.85
2.76	-0.45	-0.95	-0.24	-0.47	-0.48	-1.13	-0.50	-1.53
2.76	-1.34	-1.16	-0.94	-0.66	-1.32	-1.30	-1.37	-1.71
3.22	-0.99	-0.62	-0.62	-0.30	-1.00	-0.76	-1.05	-1.15
3.22	-2.10	-0.92	-1.51	-0.58	-1.99	-0.98	-2.05	-1.40
3.68	-1.75	-0.03	-1.20	0.05	-1.68	-0.13	-1.74	-0.52
3.68	-3.42	-0.53	-2.56	-0.35	-3.12	-0.55	-3.18	-0.94
4.14	-3.07	0.96	-2.25	0.76	-2.81	0.82	-2.87	0.46
4.14	-6.51	0.43	-5.01	0.12	-5.77	0.58	-5.81	0.03
4.60	-6.16	3.35	-4.70	2.35	-5.46	3.17	-5.50	2.64

CARGAS AMPLIFICADAS (COMBINACIONES)									
1.25(CM+CV)-SY		0.9CM+SX		0.9CM-SX		0.9CM+SY		0.9CM-SY	
V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3
-0.52	-0.45	-0.04	0.28	1.16	0.64	2.198	1.729	-1.082	-0.811
-0.20	-0.30	0.18	0.23	1.38	0.05	2.423	0.664	-0.857	-0.376
-0.38	-0.27	-0.06	0.12	0.74	-0.14	1.422	0.211	-0.738	-0.229
-0.07	-0.16	0.17	0.10	0.97	-0.54	1.647	-0.496	-0.513	0.064
-0.29	-0.22	-0.07	0.05	0.37	-0.59	0.783	-0.59	-0.477	0.05
0.02	-0.15	0.16	0.03	0.60	-0.81	1.008	-0.997	-0.252	0.223
-0.28	-0.20	-0.10	-0.03	0.06	-0.83	0.262	-1.082	-0.298	0.218
0.03	-0.16	0.13	-0.04	0.29	-0.92	0.487	-1.247	-0.073	0.293
-0.36	-0.23	-0.14	-0.09	-0.22	-0.93	-0.15	-1.293	-0.21	0.267
-0.04	-0.15	0.09	-0.08	0.01	-0.90	0.075	-1.276	0.015	0.304
-0.54	-0.25	-0.23	-0.15	-0.47	-0.91	-0.491	-1.331	-0.211	0.269
-0.22	-0.07	-0.01	-0.09	-0.25	-0.75	-0.266	-1.153	0.014	0.307
-0.89	-0.25	-0.37	-0.18	-0.75	-0.82	-0.798	-1.225	-0.318	0.235
-0.57	0.10	-0.14	-0.06	-0.52	-0.52	-0.573	-0.908	-0.093	0.332
-1.45	-0.16	-0.61	-0.20	-1.09	-0.60	-1.146	-1.016	-0.546	0.224
-1.14	0.44	-0.38	0.04	-0.86	-0.14	-0.921	-0.534	-0.321	0.426
-2.50	0.04	-1.05	-0.13	-1.61	-0.33	-1.672	-0.724	-0.992	0.256
-2.19	1.12	-0.83	0.30	-1.39	0.36	-1.447	0.003	-0.767	0.663
-4.97	0.67	-2.09	-0.09	-2.85	0.37	-2.886	-0.176	-2.046	0.464
-4.66	2.88	-1.86	0.81	-2.62	1.63	-2.661	1.104	-1.821	1.344

Imagen N° 248 Envoltente y áreas de acero en la viga de cimentación – Edificio “Las Olas”



Fuente. Elaboración propia.

3.7.6.3 Proyecto “Spondylus”

- **Diseño de Columnas – Sección 50x50**

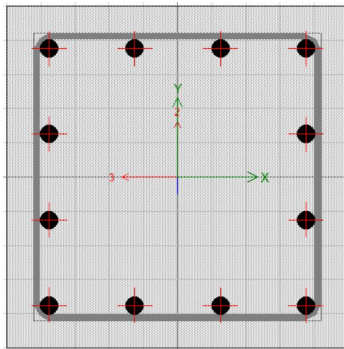
Cargas actuantes y cargas mayoradas.

	CARGA	LOC	P	V2	V3	M2	M3
PISO 1	MUERTA	0	-102.87	-0.49	0.15	0.21	-0.93
		1.225	-102.13	-0.49	0.15	0.02	-0.33
		2.45	-101.4	-0.49	0.15	-0.17	0.28
	VIVA	0	-26.15	-0.28	0.07	0.11	-0.51
		1.225	-26.15	-0.28	0.07	0.02	-0.17
		2.45	-26.15	-0.28	0.07	-0.06	0.17
	SISMO X	0	190.31	-1.94	-0.54	-0.75	0.75
		1.225	190.31	-1.94	-0.54	-0.1	3.12
		2.45	190.31	-1.94	-0.54	0.56	5.49
SISMO Y	0	-5.09	0.39	1.18	8.02	0.68	
	1.225	-5.09	0.39	1.18	6.57	0.2	
	2.45	-5.09	0.39	1.18	5.12	-0.28	

COMBINACIÓN	PU	VU2	VU3	MU2	MU3
DIRECCION X-X					
1.4 CM +1.7 CV	188.47	-1.16	0.33	0.48	-2.17
	187.44	-1.16	0.33	0.06	-0.75
	186.42	-1.16	0.33	-0.34	0.68
1.25 (CM+CV)+SX	-29.04	-2.90	-0.27	-0.35	-1.05
	-29.96	-2.90	-0.27	-0.05	2.50
	-30.87	-2.90	-0.27	0.27	6.05
1.25 (CM+CV)-SX	351.59	0.98	0.82	1.15	-2.55
	350.66	0.98	0.82	0.15	-3.75
	349.75	0.98	0.82	-0.85	-4.93
0.9CM +SX	-97.73	-2.38	-0.41	-0.56	-0.09
	-98.39	-2.38	-0.41	-0.08	2.82
	-99.05	-2.38	-0.41	0.41	5.74
0.9CM -SX	282.89	1.50	0.68	0.94	-1.59
	282.23	1.50	0.68	0.12	-3.42
	281.57	1.50	0.68	-0.71	-5.24

COMBINACIÓN	PU	VU2	VU3	MU2	MU3
DIRECCION Y-Y					
1.25 (CM+CV)+SY	166.37	-0.57	1.46	8.42	-1.12
	165.44	-0.57	1.46	6.62	-0.43
	164.53	-0.57	1.46	4.83	0.28
1.25 (CM+CV)-SY	156.19	-1.35	-0.91	-7.62	-2.48
	155.26	-1.35	-0.91	-6.52	-0.83
	154.35	-1.35	-0.91	-5.41	0.84
0.9CM +SY	97.67	-0.05	1.32	8.21	-0.16
	97.01	-0.05	1.32	6.59	-0.10
	96.35	-0.05	1.32	4.97	-0.03
0.9CM -SY	87.49	-0.83	-1.05	-7.83	-1.52
	86.83	-0.83	-1.05	-6.55	-0.50
	86.17	-0.83	-1.05	-5.27	0.53

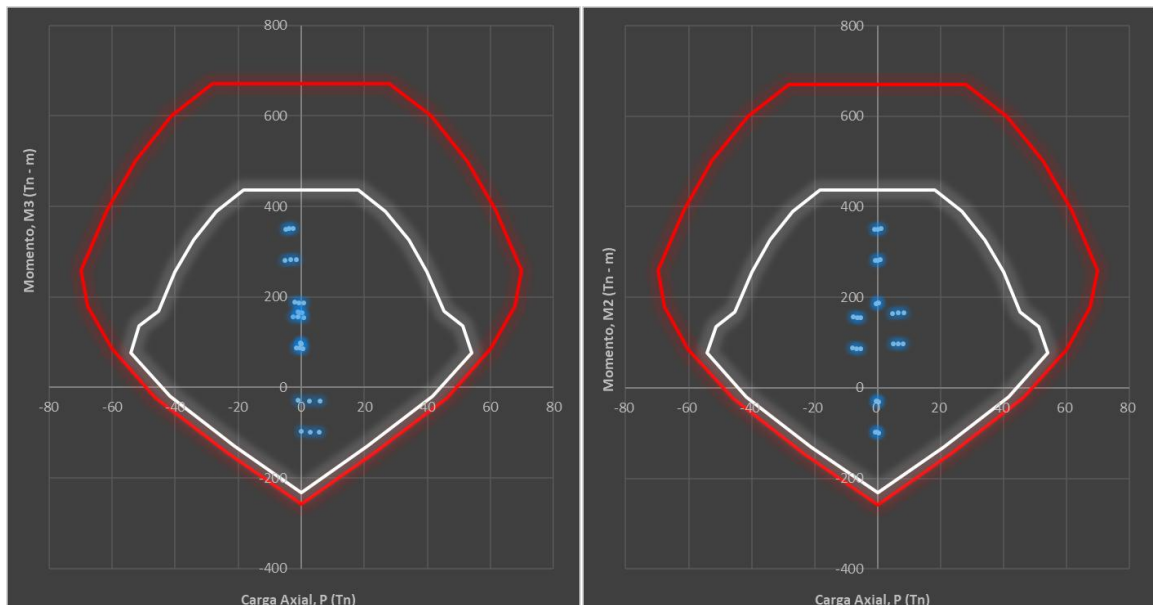
Sección del elemento y diagrama de interacción.



Diseño de Columna

Sección: 50x50
 Área geométrica: 2500 cm²
 Área de acero: 61.20 cm²
 Cuantía: 2.45%

Imagen N° 249 Diagrama de Interacción de la Columna 50x30 en el Eje X-X y Eje Y-Y respectivamente – Edificio “Spondylus”.



Fuente. Elaboración propia.

- **Diseño de Vigas – Sección 25x40**

Cargas actuantes y cargas mayoradas.

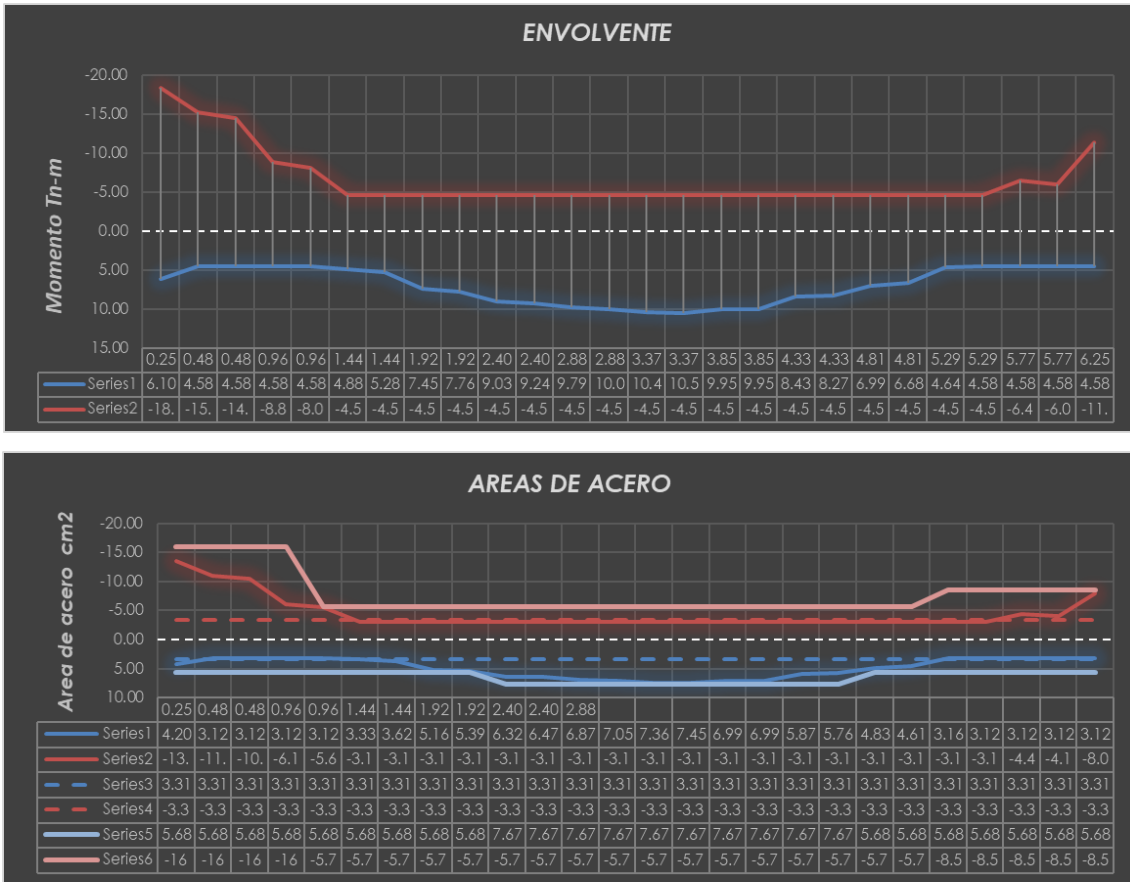
ESFUERZO	LOC	V2	M3	ESFUERZO	LOC	V2	M3
MUERTA	0.25	-7.25	-7.15	VIVA	0.25	-2.41	-2.42
	0.4808	-7.07	-5.5		0.4808	-2.41	-1.86
	0.4808	-6.23	-5.14		0.4808	-2.02	-1.74
	0.9615	-5.86	-2.23		0.9615	-2.02	-0.77
	0.9615	-5.07	-1.89		0.9615	-1.64	-0.64
	1.4423	-4.7	0.45		1.4423	-1.64	0.15
	1.4423	-3.93	0.75		1.4423	-1.25	0.26
	1.9231	-3.56	2.54		1.9231	-1.25	0.86
	1.9231	-2.81	2.78		1.9231	-0.88	0.95
	2.4038	-2.44	4.04		2.4038	-0.88	1.37
	2.4038	-1.71	4.22		2.4038	-0.51	1.43
	2.8846	-1.34	4.95		2.8846	-0.51	1.68
	2.8846	-0.63	5.07		2.8846	-0.15	1.72
	3.3654	-0.26	5.28		3.3654	-0.15	1.79
	3.3654	0.44	5.34		3.3654	0.21	1.81
	3.8462	0.81	5.03		3.8462	0.21	1.71
	3.8462	1.49	5.03		3.8462	0.56	1.71
	4.3269	1.86	4.23		4.3269	0.56	1.44
	4.3269	2.52	4.15		4.3269	0.9	1.41
	4.8077	2.89	2.85		4.8077	0.9	0.97
4.8077	3.51	2.72	4.8077	1.24	0.91		
5.2885	3.89	0.94	5.2885	1.24	0.32		
5.2885	4.45	0.71	5.2885	1.56	0.23		
5.7692	4.83	-1.52	5.7692	1.56	-0.52		
5.7692	5.16	-1.51	5.7692	1.79	-0.52		
6.25	5.53	-4.08	6.25	1.79	-1.38		

ESFUERZO	LOC	V2	M3	ESFUERZO	LOC	V2	M3
SX	0.25	1.46	6.35	SY	0.25	-0.03	-0.33
	0.4808	1.46	6.01		0.4808	-0.03	-0.32
	0.4808	1.58	5.82		0.4808	-0.07	-0.34
	0.9615	1.58	5.06		0.9615	-0.07	-0.3
	0.9615	1.66	4.93		0.9615	-0.09	-0.32
	1.4423	1.66	4.13		1.4423	-0.09	-0.28
	1.4423	1.71	4.02		1.4423	-0.1	-0.28
	1.9231	1.71	3.2		1.9231	-0.1	-0.23
	1.9231	1.74	3.1		1.9231	-0.11	-0.23
	2.4038	1.74	2.27		2.4038	-0.11	-0.18
	2.4038	1.76	2.18		2.4038	-0.1	-0.16
	2.8846	1.76	1.34		2.8846	-0.1	-0.11
	2.8846	1.78	1.28		2.8846	-0.09	-0.09
	3.3654	1.78	0.43		3.3654	-0.09	-0.05
	3.3654	1.79	0.39		3.3654	-0.08	-0.01
	3.8462	1.79	-0.47		3.8462	-0.08	0.02
	3.8462	1.82	-0.47		3.8462	-0.05	0.06
	4.3269	1.82	-1.34		4.3269	-0.05	0.08
	4.3269	1.86	-1.32		4.3269	-0.03	0.13
	4.8077	1.86	-2.21		4.8077	-0.03	0.14
4.8077	1.92	-2.14	4.8077	0.01	0.18		
5.2885	1.92	-3.06	5.2885	0.01	0.18		
5.2885	2	-2.96	5.2885	0.04	0.23		
5.7692	2	-3.93	5.7692	0.04	0.21		
5.7692	2.04	-3.49	5.7692	0.03	0.26		
6.25	2.04	-4.47	6.25	0.03	0.24		

CARGAS AMPLIFICADAS (COMBINACIONES)								
LOC	1.4CM+1.7CV		1.25(CM+CV)+SX		1.25(CM+CV)-SX		1.25(CM+CV)+SY	
	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3
0.25	-14.25	-14.12	-10.62	-5.61	-13.54	-18.31	-12.11	-12.29
0.48	-14.00	-10.86	-10.39	-3.19	-13.31	-15.21	-11.88	-9.52
0.48	-12.16	-10.15	-8.73	-2.78	-11.89	-14.42	-10.38	-8.94
0.96	-11.64	-4.43	-8.27	1.31	-11.43	-8.81	-9.92	-4.05
0.96	-9.89	-3.73	-6.73	1.77	-10.05	-8.09	-8.48	-3.48
1.44	-9.37	0.89	-6.27	4.88	-9.59	-3.38	-8.02	0.47
1.44	-7.63	1.49	-4.77	5.28	-8.19	-2.76	-6.58	0.98
1.92	-7.11	5.02	-4.30	7.45	-7.72	1.05	-6.11	4.02
1.92	-5.43	5.51	-2.87	7.76	-6.35	1.56	-4.72	4.43
2.40	-4.91	7.99	-2.41	9.03	-5.89	4.49	-4.26	6.58
2.40	-3.26	8.34	-1.02	9.24	-4.54	4.88	-2.88	6.90
2.88	-2.74	9.79	-0.55	9.63	-4.07	6.95	-2.41	8.18
2.88	-1.14	10.02	0.81	9.77	-2.76	7.21	-1.07	8.40
3.37	-0.62	10.44	1.27	9.27	-2.29	8.41	-0.60	8.79
3.37	0.97	10.55	2.60	9.33	-0.98	8.55	0.73	8.93
3.85	1.49	9.95	3.07	7.96	-0.52	8.90	1.20	8.45
3.85	3.04	9.95	4.38	7.96	0.74	8.90	2.51	8.49
4.33	3.56	8.37	4.85	5.75	1.21	8.43	2.98	7.17
4.33	5.06	8.21	6.14	5.63	2.42	8.27	4.25	7.08
4.81	5.58	5.64	6.60	2.57	2.88	6.99	4.71	4.92
4.81	7.02	5.36	7.86	2.40	4.02	6.68	5.95	4.72
5.29	7.55	1.86	8.33	-1.49	4.49	4.64	6.42	1.76
5.29	8.88	1.39	9.51	-1.79	5.51	4.14	7.55	1.41
5.77	9.41	-3.01	9.99	-6.48	5.99	1.38	8.03	-2.34
5.77	10.27	-3.00	10.73	-6.03	6.65	0.95	8.72	-2.28
6.25	10.79	-8.06	11.19	-11.30	7.11	-2.36	9.18	-6.59

CARGAS AMPLIFICADAS (COMBINACIONES)									
1.25(CM+CV)-SY		0.9CM+SX		0.9CM-SX		0.9CM+SY		0.9CM-SY	
V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3
-12.05	-11.63	-5.07	-0.09	-7.99	-12.79	-6.555	-6.765	-6.495	-6.105
-11.82	-8.88	-4.90	1.06	-7.82	-10.96	-6.393	-5.27	-6.333	-4.63
-10.24	-8.26	-4.03	1.19	-7.19	-10.45	-5.677	-4.966	-5.537	-4.286
-9.78	-3.45	-3.69	3.05	-6.85	-7.07	-5.344	-2.307	-5.204	-1.707
-8.30	-2.84	-2.90	3.23	-6.22	-6.63	-4.653	-2.021	-4.473	-1.381
-7.84	1.03	-2.57	4.54	-5.89	-3.73	-4.32	0.125	-4.14	0.685
-6.38	1.54	-1.83	4.70	-5.25	-3.35	-3.637	0.395	-3.437	0.955
-5.91	4.48	-1.49	5.49	-4.91	-0.91	-3.304	2.056	-3.104	2.516
-4.50	4.89	-0.79	5.60	-4.27	-0.60	-2.639	2.272	-2.419	2.732
-4.04	6.94	-0.46	5.91	-3.94	1.37	-2.306	3.456	-2.086	3.816
-2.68	7.22	0.22	5.98	-3.30	1.62	-1.639	3.638	-1.439	3.958
-2.21	8.40	0.55	5.80	-2.97	3.12	-1.306	4.345	-1.106	4.565
-0.89	8.58	1.21	5.84	-2.35	3.28	-0.657	4.473	-0.477	4.653
-0.42	8.89	1.55	5.18	-2.01	4.32	-0.324	4.702	-0.144	4.802
0.89	8.95	2.19	5.20	-1.39	4.42	0.316	4.796	0.476	4.816
1.36	8.41	2.52	4.06	-1.06	5.00	0.649	4.547	0.809	4.507
2.61	8.37	3.16	4.06	-0.48	5.00	1.291	4.587	1.391	4.467
3.08	7.01	3.49	2.47	-0.15	5.15	1.624	3.887	1.724	3.727
4.31	6.82	4.13	2.42	0.41	5.06	2.238	3.865	2.298	3.605
4.77	4.64	4.46	0.36	0.74	4.78	2.571	2.705	2.631	2.425
5.93	4.36	5.08	0.31	1.24	4.59	3.169	2.628	3.149	2.268
6.40	1.40	5.42	-2.21	1.58	3.91	3.511	1.026	3.491	0.666
7.47	0.95	6.01	-2.32	2.01	3.60	4.045	0.869	3.965	0.409
7.95	-2.76	6.35	-5.30	2.35	2.56	4.387	-1.158	4.307	-1.578
8.66	-2.80	6.68	-4.85	2.60	2.13	4.674	-1.099	4.614	-1.619
9.12	-7.07	7.02	-8.14	2.94	0.80	5.007	-3.432	4.947	-3.912

Imagen N° 250 Envoltente y áreas de acero en la viga – Edificio “Spondylus”.



Fuente. Elaboración propia.

- **Diseño de Muros Estructurales**

PISO 1 - 2	CARGA	LOC	P	V2	V3	M2	M3	
	MUERTA	Top		-103.09	15.08	-0.69	0.09	21.71
		Bottom		-107.13	14.73	-0.86	-0.87	35.13
	VIVA	Top		-15.69	1.52	0.1	-0.15	5.44
		Bottom		-15.98	0.93	0.07	-0.08	6.38
	Sdxmax	Top		105.93	8.75	2.13	0.68	48.24
		Bottom		103.83	16.2	2.78	3.42	29.07
	Sdxmin	Top		-105.93	-8.75	-2.13	-0.68	-48.24
		Bottom		-103.83	-16.2	-2.78	-3.42	-29.07
	Sdymax	Top		87.59	22.57	0.77	0.16	292.09
Bottom			75.19	71.63	0.89	0.6	198.15	
Sdymin	Top		-87.59	-22.57	-0.77	-0.16	-292.09	
	Bottom		-75.19	-71.63	-0.89	-0.6	-198.15	

COMBINACIÓN DIRECCION X-X	PU	VU2	VU3	MU2	MU3	COMBINACIÓN DIRECCION Y-Y	PU	VU2	VU3	MU2	MU3
1.4 CM +1.7 CV	-171.00	23.70	-0.80	-0.13	39.64	1.4 CM +1.7 CV	-171.00	23.70	-0.80	-0.13	39.64
	-177.15	22.20	-1.09	-1.35	60.03		-177.15	22.20	-1.09	-1.35	60.03
1.25 (CM+CV)+Sdxmax	-42.55	29.50	1.39	0.61	82.18	1.25 (CM+CV)+Sdymax	-60.89	43.32	0.03	0.09	326.03
	-50.06	35.78	1.79	2.23	80.96		-78.70	91.21	-0.10	-0.59	250.04
1.25 (CM+CV)+Sdxmin	-254.41	12.00	-2.87	-0.76	-14.30	1.25 (CM+CV)+Sdymin	-236.07	-1.82	-1.51	-0.24	-258.15
	-257.72	3.38	-3.77	-4.61	22.82		-229.08	-52.06	-1.88	-1.79	-146.26
1.25 (CM+CV)-Sdxmax	-254.41	12.00	-2.87	-0.76	-14.30	1.25 (CM+CV)-Sdxmax	-236.07	-1.82	-1.51	-0.24	-258.15
	-257.72	3.38	-3.77	-4.61	22.82		-229.08	-52.06	-1.88	-1.79	-146.26
1.25 (CM+CV)-Sdxmin	-42.55	29.50	1.39	0.61	82.18	1.25 (CM+CV)-Sdxmin	-60.89	43.32	0.03	0.09	326.03
	-50.06	35.78	1.79	2.23	80.96		-78.70	91.21	-0.10	-0.59	250.04
0.9CM+Sdxmax	13.15	22.32	1.51	0.76	67.78	0.9CM+Sdymax	-5.19	36.14	0.15	0.24	311.63
	7.41	29.46	2.01	2.64	60.69		-21.23	84.89	0.12	-0.18	229.77
0.9CM+Sdxmin	-198.71	4.82	-2.75	-0.60	-28.70	0.9CM+Sdymin	-180.37	-9.00	-1.39	-0.08	-272.55
	-200.25	-2.94	-3.55	-4.20	2.55		-171.61	-58.37	-1.66	-1.38	-166.53
0.9CM-Sdxmax	-198.71	4.82	-2.75	-0.60	-28.70	0.9CM-Sdymax	-180.37	-9.00	-1.39	-0.08	-272.55
	-200.25	-2.94	-3.55	-4.20	2.55		-171.61	-58.37	-1.66	-1.38	-166.53
0.9CM-Sdxmin	13.15	22.32	1.51	0.76	67.78	0.9CM-Sdymin	-5.19	36.14	0.15	0.24	311.63
	7.41	29.46	2.01	2.64	60.69		-21.23	84.89	0.12	-0.18	229.77

Sección del elemento y diagrama de interacción.

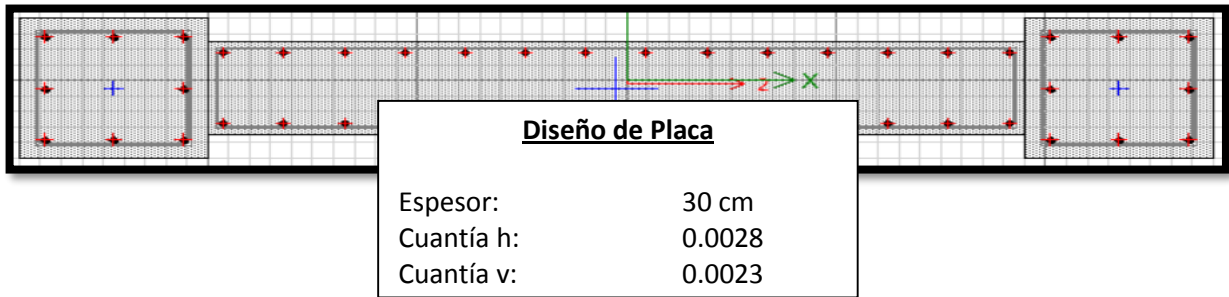
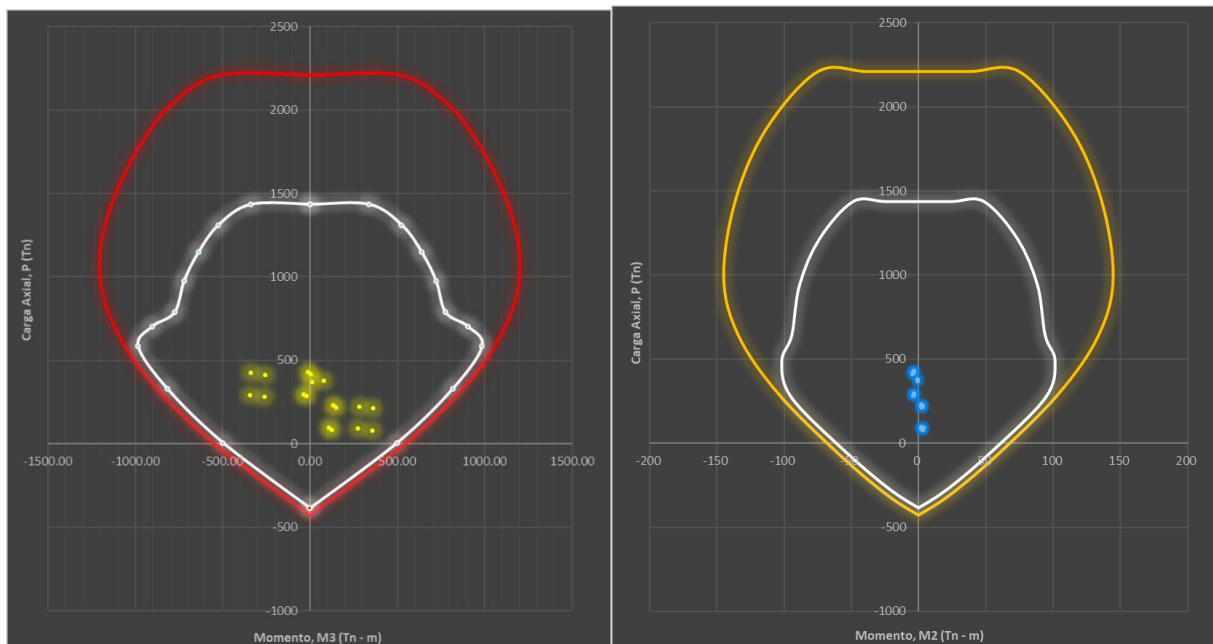


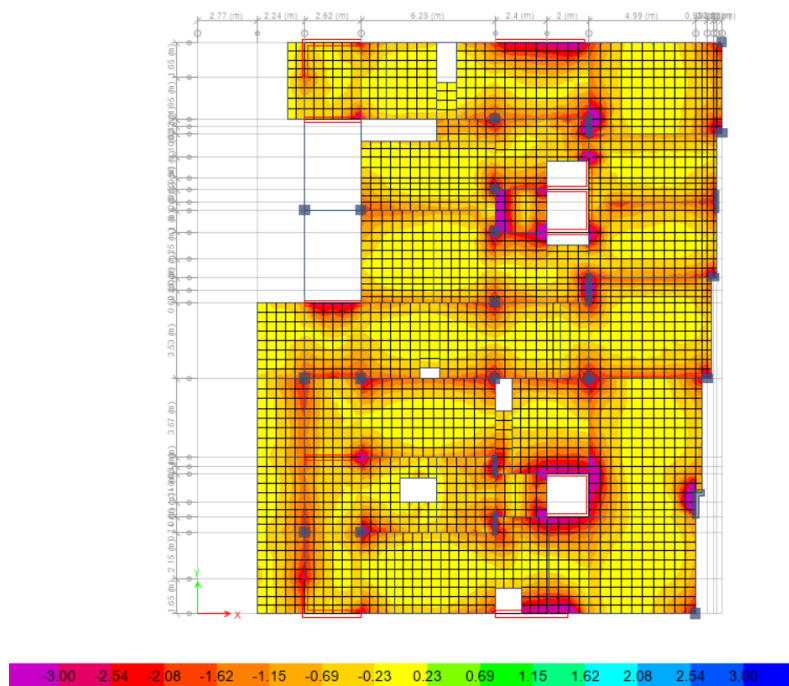
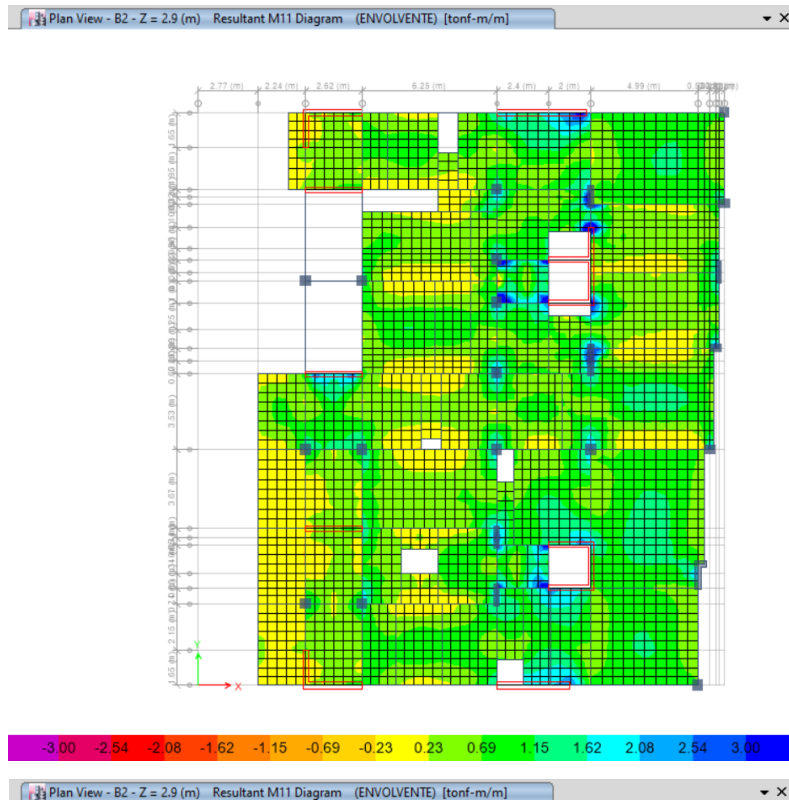
Imagen N° 251 Diagrama de Interacción de la Placa en el Eje X-X y Eje Y-Y respectivamente.



Fuente. Elaboración propia.

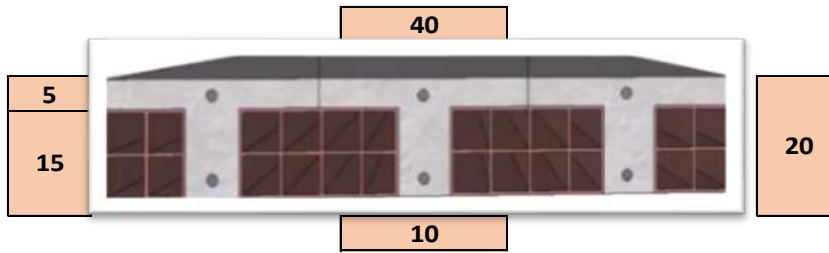
- **Diseño de Losas Aligeradas**

Imagen N° 252 Esfuerzos mayorados máximos y mínimos aplicados en la losa aligerada – Edificio “Las Olas”.



Fuente. Elaboración propia.

LOSA ALIGERADA EN 1 DIRECCION



b	10.00 cm	Mu	1.05 tn.m
h	20.00 cm	Mu	0.42 tn.(40cm)
d	16.73 cm	Asmin (-)	0.56 cm ²
f'c	280 kg/cm ²	Asmin (+)	0.84 cm ²
fy	4200 kg/cm ²	Asmax	3.56 cm ²

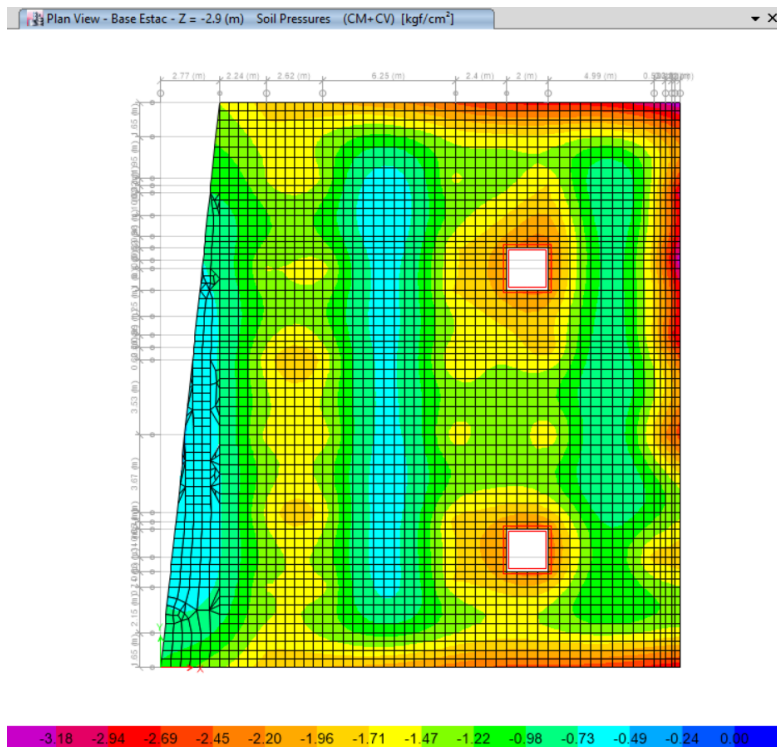
$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot f'y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

As = 0.69 cm² Correcto

- Diseño de Losa de Cimentación

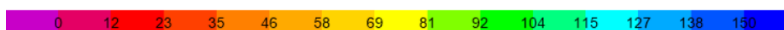
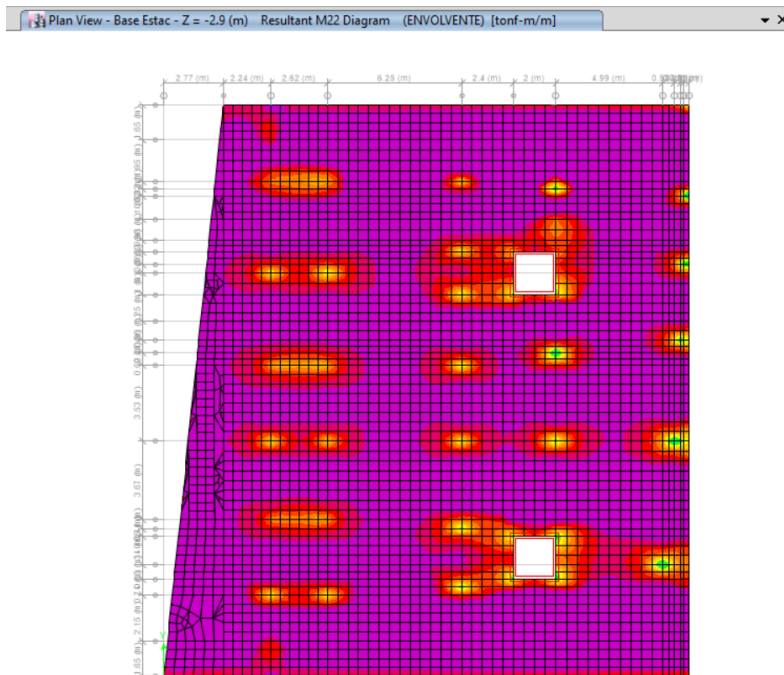
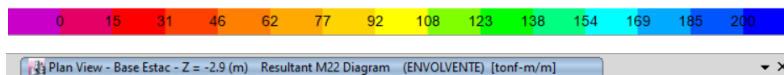
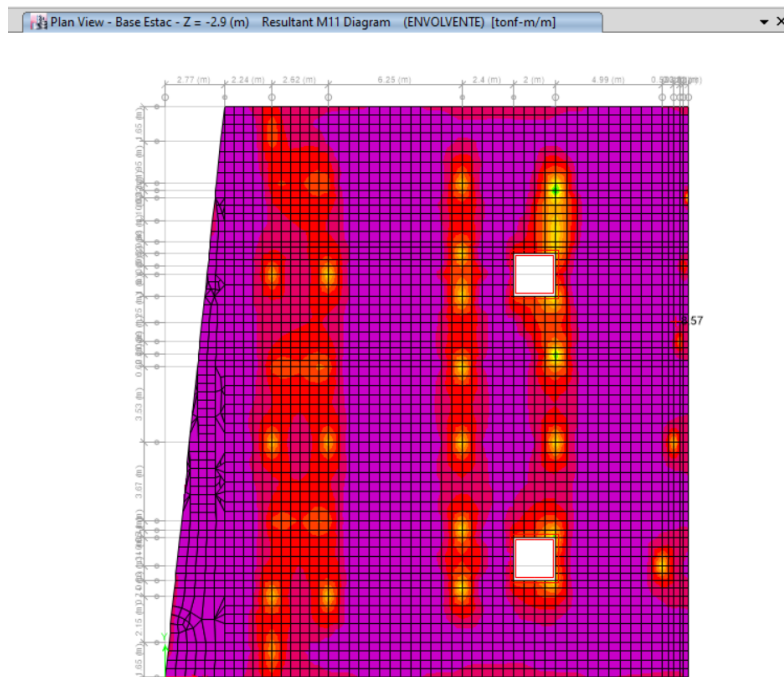
El esfuerzo admisible del terreno es 1.8 kg/cm² teniendo como esfuerzo máximo por carga de servicio de 1.78 kg/cm².

Imagen N° 253 Esfuerzos por cargas de servicio aplicados en la losa de cimentación – Edificio “Spondylus”



Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 254 Esfuerzos por cargas últimas o mayoradas aplicadas a la losa de cimentación en la dirección 1-1 y en la dirección 2-2.



Fuente. Elaboración propia.

GEOMETRIA DEL ELEMENTO				
Ancho (cm)	b=	100.000	Recubrim ↑	7.500
Altura (cm)	h=	50.000	Recubrim ↓	7.500
Peralte efec (cm)	d=	42.500		

Momento actuante =	50.000	Tn-m
Factor reduccion de capacidad (ϕ) =		0.900
CONCRETO f'_c =	350	▼
ACERO f_y =	4200	▼
Factor de Sismo $0.75p_b$ ó $0.50p_b$ =		0.75

DATOS RESULTANTES PARA LAS CONDICIONES MAXIMAS DE REGLAMENTO		
β_1 =	0.8	
A_s =	32.9240	cm ²
ρ =	0.00775	0.775
ρ_b =	0.03333	
ρ_{min} =	0.00356	0.356
ρ_{max} =	0.025	2.5
A_{min} =	9	cm ²
A_{max} =	106.25	cm ²

LA FALLA PROBABLE ES FALLA DUCTIL
NO REQUIERE ACERO A COMPRESION

FALLA POR TRACCION		
a =	4.65	cm
A_s =	32.92	cm ²
$A's$ =	NO NECESITA	cm ²
$f's$ =		Kg/cm ²

ACERO A TRACCION

CON LOS VALORES DE A_s BUSCAREMOS TIPOS DE ACERO A TRACCION
CON LOS VALORES DE $A's$ BUSCAREMOS TIPOS DE ACERO A COMPRESION

Momentos por cargas últimas o mayoradas aplicadas en la viga de conexión a nivel de semi-sótano.

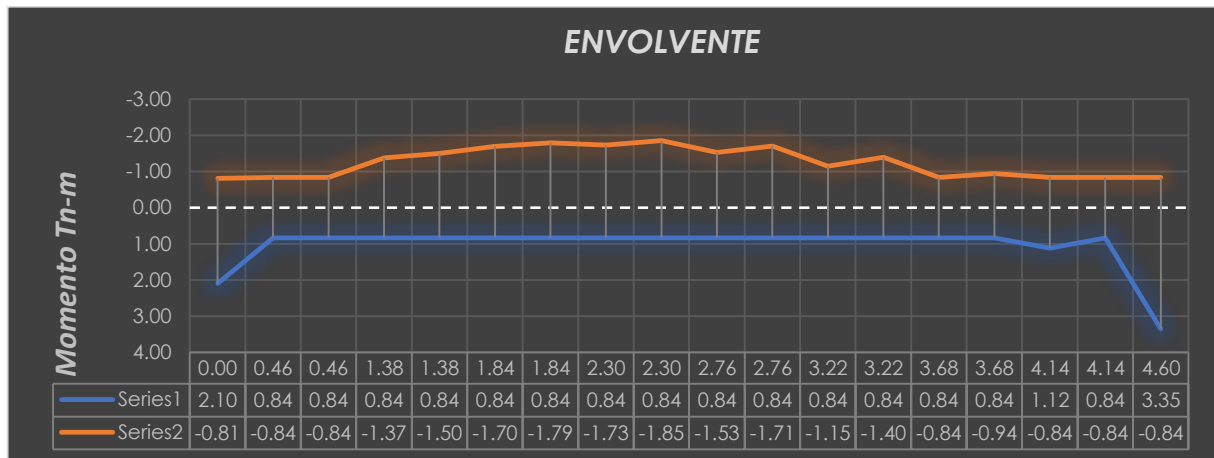
ESFUERZO	LOC	V2	M3	ESFUERZO	LOC	V2	M3
MUERTA	0	0.62	0.51	VIVA	0	0.28	0.15
	0.46	0.87	0.16		0.46	0.28	0.02
	0.46	0.38	-0.01		0.46	0.18	-0.03
	0.92	0.63	-0.24		0.92	0.18	-0.11
	0.92	0.17	-0.3		0.92	0.1	-0.13
	1.38	0.42	-0.43		1.38	0.1	-0.18
	1.38	-0.02	-0.48		1.38	0.02	-0.2
	1.84	0.23	-0.53		1.84	0.02	-0.21
	1.84	-0.2	-0.57		1.84	-0.06	-0.24
	2.3	0.05	-0.54		2.3	-0.06	-0.21
	2.3	-0.39	-0.59		2.3	-0.15	-0.25
	2.76	-0.14	-0.47		2.76	-0.15	-0.17
	2.76	-0.62	-0.55		2.76	-0.28	-0.23
	3.22	-0.37	-0.32		3.22	-0.28	-0.1
	3.22	-0.94	-0.44		3.22	-0.46	-0.18
	3.68	-0.69	-0.06		3.68	-0.46	0.03
	3.68	-1.48	-0.26		3.68	-0.79	-0.1
4.14	-1.23	0.37	4.14	-0.79	0.26		
4.14	-2.74	0.16	4.14	-1.57	0.12		
4.6	-2.49	1.36	4.6	-1.57	0.85		

ESFUERZO	LOC	V2	M3	ESFUERZO	LOC	V2	M3
SX	0	-0.6	-0.18	SY	0	1.64	1.27
	0.46	-0.6	0.09		0.46	1.64	0.52
	0.46	-0.4	0.13		0.46	1.08	0.22
	0.92	-0.4	0.32		0.92	1.08	-0.28
	0.92	-0.22	0.32		0.92	0.63	-0.32
	1.38	-0.22	0.42		1.38	0.63	-0.61
	1.38	-0.08	0.4		1.38	0.28	-0.65
	1.84	-0.08	0.44		1.84	0.28	-0.77
	1.84	0.04	0.42		1.84	0.03	-0.78
	2.3	0.04	0.41		2.3	0.03	-0.79
	2.3	0.12	0.38		2.3	-0.14	-0.8
	2.76	0.12	0.33		2.76	-0.14	-0.73
	2.76	0.19	0.32		2.76	-0.24	-0.73
	3.22	0.19	0.23		3.22	-0.24	-0.62
	3.22	0.24	0.2		3.22	-0.3	-0.62
	3.68	0.24	0.09		3.68	-0.3	-0.48
	3.68	0.28	0.1		3.68	-0.34	-0.49
4.14	0.28	-0.03	4.14	-0.34	-0.33		
4.14	0.38	-0.23	4.14	-0.42	-0.32		
4.6	0.38	-0.41	4.6	-0.42	-0.12		

CARGAS AMPLIFICADAS (COMBINACIONES)								
LOC	1.4CM+1.7CV		1.25(CM+CV)+SX		1.25(CM+CV)-SX		1.25(CM+CV)+SY	
	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3
0.00	8.06	-4.31	7.60	9.56	6.10	-17.02	7.11	-2.05
0.48	9.21	-8.41	8.62	5.71	7.13	-20.16	8.14	-5.68
0.95	10.36	-13.06	9.65	1.37	8.15	-23.79	9.17	-9.79
0.95	-4.28	-18.66	7.48	3.63	-15.09	-35.74	-3.47	-15.09
1.39	-3.21	-17.00	8.44	0.10	-14.13	-29.26	-2.51	-13.76
1.84	-2.13	-15.81	9.40	-3.86	-13.17	-23.20	-1.55	-12.86
2.28	-1.06	-15.10	10.36	-8.25	-12.21	-17.57	-0.59	-12.39
2.73	0.01	-14.87	11.32	-13.06	-11.25	-12.37	0.36	-12.33
3.17	1.09	-15.12	12.28	-18.29	-10.30	-7.58	1.32	-12.71
3.61	2.16	-15.84	13.23	-23.95	-9.34	-3.23	2.28	-13.51
4.06	3.23	-17.03	14.19	-30.04	-8.38	0.70	3.24	-14.73
4.50	4.31	-18.71	15.15	-36.55	-7.42	4.21	4.20	-16.38
4.50	-10.46	-13.23	-8.85	-24.35	-9.17	1.55	-9.26	-10.59
4.98	-9.31	-8.53	-7.83	-20.39	-8.15	5.67	-8.23	-6.44
5.45	-8.16	-4.38	-6.80	-16.92	-7.12	9.29	-7.21	-2.77

CARGAS AMPLIFICADAS (COMBINACIONES)									
1.25(CM+CV)-SY		0.9CM+SX		0.9CM-SX		0.9CM+SY		0.9CM-SY	
V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3
6.58	-5.40	4.50	11.01	3.00	-15.57	4.01688	-0.60663	3.48768	-3.95403
7.61	-8.77	5.24	8.70	3.74	-17.17	4.7556	-2.69	4.2264	-5.7862
8.64	-12.63	5.98	6.03	4.48	-19.13	5.49432	-5.12438	4.96512	-7.96918
-4.13	-17.02	8.61	10.14	-13.96	-29.23	-2.34236	-8.57828	-3.00616	-10.50928
-3.18	-15.40	9.30	6.17	-13.27	-23.19	-1.65224	-7.69193	-2.31604	-9.32833
-2.22	-14.20	9.99	1.89	-12.58	-17.45	-0.96212	-7.11184	-1.62592	-8.45384
-1.26	-13.43	10.68	-2.70	-11.89	-12.02	-0.272	-6.83803	-0.9358	-7.88543
-0.30	-13.09	11.37	-7.59	-11.20	-6.90	0.41812	-6.8704	-0.24568	-7.6232
0.66	-13.17	12.06	-12.79	-10.51	-2.08	1.10824	-7.20894	0.44444	-7.66734
1.62	-13.67	12.75	-18.30	-9.82	2.43	1.79836	-7.85385	1.13456	-8.01765
2.58	-14.60	13.44	-24.11	-9.13	6.63	2.48848	-8.80503	1.82468	-8.67423
3.53	-15.96	14.13	-30.23	-8.44	10.53	3.1786	-10.06239	2.5148	-9.63699
-8.77	-12.21	-5.23	-19.78	-5.55	6.13	-5.63067	-6.01084	-5.14107	-7.63424
-7.74	-8.29	-4.49	-17.47	-4.81	8.59	-4.89195	-3.5117	-4.40235	-5.3677
-6.72	-4.86	-3.75	-15.51	-4.07	10.70	-4.15323	-1.36347	-3.66363	-3.45207

Imagen N° 255 Envoltente y áreas de acero de la viga de cimentación – Edificio “Spondylus”.



Fuente. Elaboración propia.

3.7.6.4 Proyecto “Elsa Torres”

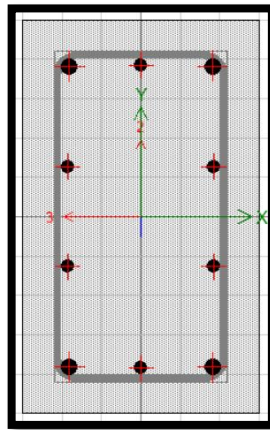
- **Diseño de Columnas – Sección 50x30**

Cargas actuantes y cargas mayoradas.

	CARGA	LOC	P	V2	V3	M2	M3
PISO 1	MUERTA	0	-25.5313	0.07	0.2389	0.5852	0.1204
		1.625	-25.0535	0.07	0.2389	0.197	0.0066
		3.25	-24.5758	0.07	0.2389	-0.1911	-0.1072
	VIVA	0	-4.8393	0.0398	-0.0664	-0.086	0.051
		1.625	-4.8393	0.0398	-0.0664	0.0218	-0.0136
		3.25	-4.8393	0.0398	-0.0664	0.1297	-0.0783
	SISMO X	0	8.5794	1.6825	0.346	0.8863	3.9633
		1.625	8.5794	1.6825	0.346	0.324	1.2292
		3.25	8.5794	1.6825	0.346	-0.2383	-1.5048
SISMO Y	0	-21.9537	-0.2037	1.5519	3.023	-0.2405	
	1.625	-21.9537	-0.2037	1.5519	0.5013	0.0906	
	3.25	-21.9537	-0.2037	1.5519	-2.0205	0.4217	

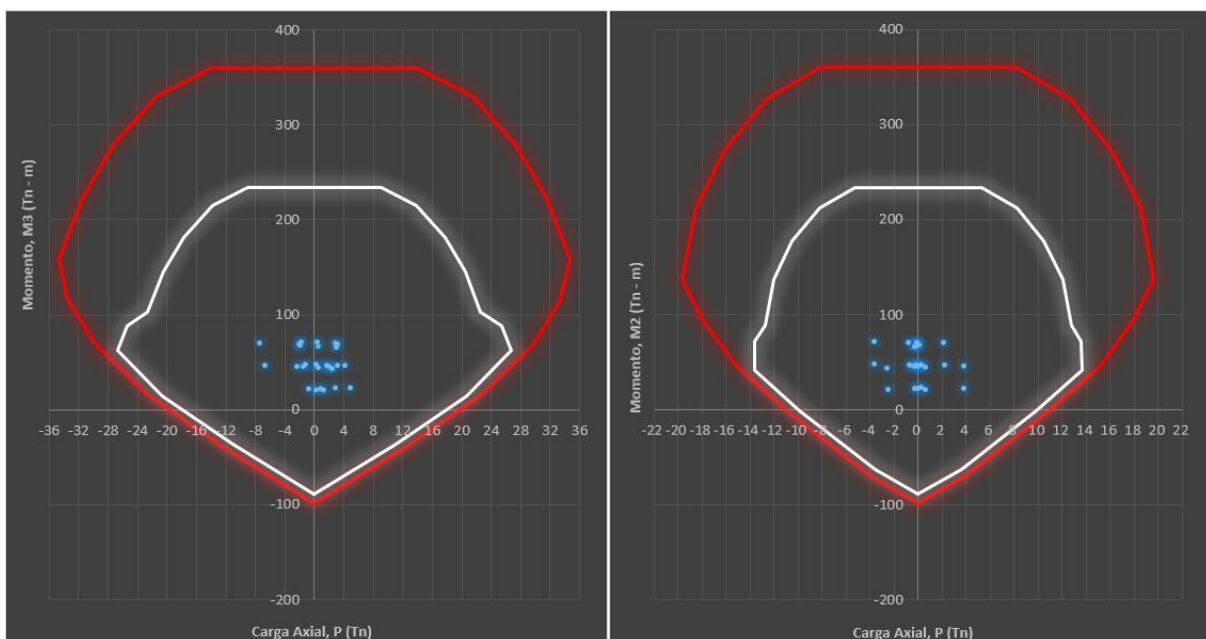
COMBINACIÓN						COMBINACIÓN					
	PU	VU2	VU3	MU2	MU3		DIRECCION Y-Y	PU	VU2	VU3	MU2
1.4 CM +1.7 CV	43.97	0.17	0.22	0.67	0.26	1.25 (CM+CV)+SY	59.92	-0.07	1.77	3.65	-0.03
	43.30	0.17	0.22	0.31	-0.01		59.32	-0.07	1.77	0.77	0.08
	42.63	0.17	0.22	-0.05	-0.28		58.72	-0.07	1.77	-2.10	0.19
1.25 (CM+CV)+SX	29.38	1.82	0.56	1.51	4.18	1.25 (CM+CV)-SY	16.01	0.34	-1.34	-2.40	0.45
	28.79	1.82	0.56	0.60	1.22		15.41	0.34	-1.34	-0.23	-0.10
	28.19	1.82	0.56	-0.32	-1.74		14.82	0.34	-1.34	1.94	-0.65
1.25 (CM+CV)-SX	46.54	-1.55	-0.13	-0.26	-3.75	0.9CM +SY	44.93	-0.14	1.77	3.55	-0.13
	45.95	-1.55	-0.13	-0.05	-1.24		44.50	-0.14	1.77	0.68	0.10
	45.35	-1.55	-0.13	0.16	1.27		44.07	-0.14	1.77	-2.19	0.33
0.9CM +SX	14.40	1.75	0.56	1.41	4.07	0.9CM -SY	1.02	0.27	-1.34	-2.50	0.35
	13.97	1.75	0.56	0.50	1.24		0.59	0.27	-1.34	-0.32	-0.08
	13.54	1.75	0.56	-0.41	-1.60		0.16	0.27	-1.34	1.85	-0.52
0.9CM -SX	31.56	-1.62	-0.13	-0.36	-3.85						
	31.13	-1.62	-0.13	-0.15	-1.22						
	30.70	-1.62	-0.13	0.07	1.41						

Sección del elemento y diagrama de interacción.



Diseño de Columna	
Sección:	50x30
Área geométrica:	1500 cm ²
Área de acero:	23.36 cm ²
Cuantía:	1.56%

Imagen N° 256 Diagrama de Interacción de la Columna 50x30 en el Eje X-X y Eje Y-Y respectivamente – Edificio – “Spondylus”.



Fuente. Elaboración propia.

- **Diseño de Vigas – Sección 25x40**

Cargas actuantes y cargas mayoradas.

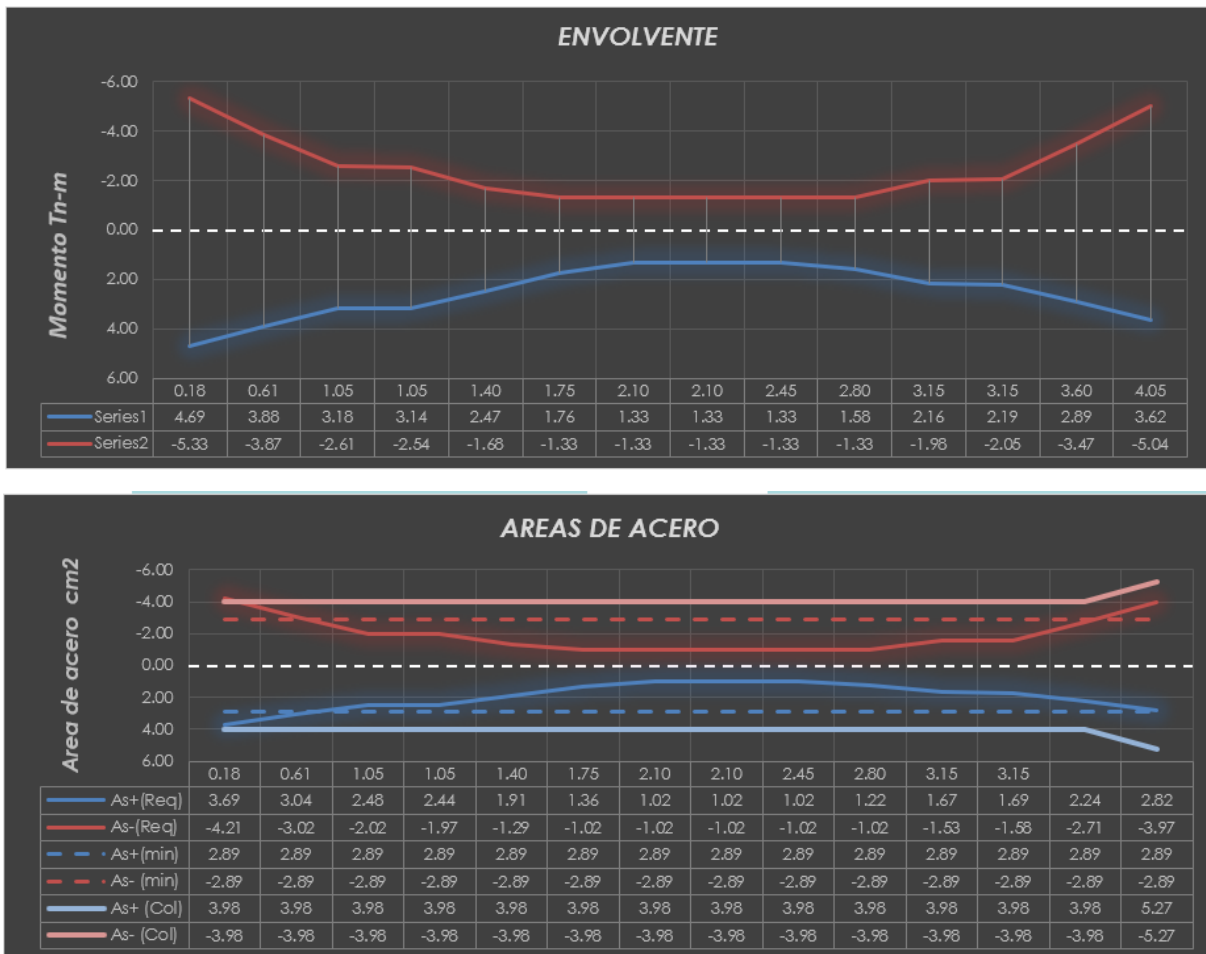
ESFUERZO	LOC	V2	M3	ESFUERZO	LOC	V2	M3
MUERTA	0.175	-0.6558	-0.2464	VIVA	0.175	-0.1622	-0.0891
	0.6125	-0.5508	0.0176		0.6125	-0.1622	-0.0181
	1.05	-0.4458	0.2356		1.05	-0.1622	0.0529
	1.05	-0.2674	0.2451		1.05	-0.0594	0.0561
	1.4	-0.1834	0.3239		1.4	-0.0594	0.0769
	1.75	-0.0994	0.3734		1.75	-0.0594	0.0976
	2.1	-0.0154	0.3935		2.1	-0.0594	0.1184
	2.1	0.1976	0.3906		2.1	0.0621	0.1181
	2.45	0.2816	0.3068		2.45	0.0621	0.0964
	2.8	0.3656	0.1935		2.8	0.0621	0.0746
	3.15	0.4496	0.0509		3.15	0.0621	0.0529
	3.15	0.6114	0.0374		3.15	0.1524	0.05
	3.6	0.7194	-0.262		3.6	0.1524	-0.0185
	4.05	0.8274	-0.6101		4.05	0.1524	-0.0871

ESFUERZO	LOC	V2	M3	ESFUERZO	LOC	V2	M3
SX	0.175	-0.0283	0.0875	SY	0.175	2.3888	4.9097
	0.6125	-0.0283	0.0999		0.6125	2.3888	3.8646
	1.05	-0.0283	0.1123		1.05	2.3888	2.8195
	1.05	-0.0576	0.1131		1.05	2.2696	2.7626
	1.4	-0.0576	0.1333		1.4	2.2696	1.9682
	1.75	-0.0576	0.1534		1.75	2.2696	1.1739
	2.1	-0.0576	0.1736		2.1	2.2696	0.3795
	2.1	-0.0833	0.1754		2.1	2.2401	0.3249
	2.45	-0.0833	0.2045		2.45	2.2401	-0.4591
	2.8	-0.0833	0.2337		2.8	2.2401	-1.2432
	3.15	-0.0833	0.2628		3.15	2.2401	-2.0272
	3.15	-0.0985	0.2653		3.15	2.3128	-2.0832
	3.6	-0.0985	0.3096		3.6	2.3128	-3.1239
	4.05	-0.0985	0.3539		4.05	2.3128	-4.1647

CARGAS AMPLIFICADAS (COMBINACIONES)								
LOC	1.4CM+1.7CV		1.25(CM+CV)+SX		1.25(CM+CV)-SX		1.25(CM+CV)+SY	
	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3
0.18	-1.19	-0.50	-1.05	-0.33	-0.99	-0.51	1.37	4.49
0.61	-1.05	-0.01	-0.92	0.10	-0.86	-0.10	1.50	3.86
1.05	-0.90	0.42	-0.79	0.47	-0.73	0.25	1.63	3.18
1.05	-0.48	0.44	-0.47	0.49	-0.35	0.26	1.86	3.14
1.40	-0.36	0.58	-0.36	0.63	-0.25	0.37	1.97	2.47
1.75	-0.24	0.69	-0.26	0.74	-0.14	0.44	2.07	1.76
2.10	-0.12	0.75	-0.15	0.81	-0.04	0.47	2.18	1.02
2.10	0.38	0.75	0.24	0.81	0.41	0.46	2.56	0.96
2.45	0.50	0.59	0.35	0.71	0.51	0.30	2.67	0.04
2.80	0.62	0.40	0.45	0.57	0.62	0.10	2.77	-0.91
3.15	0.74	0.16	0.56	0.39	0.72	-0.13	2.88	-1.90
3.15	1.12	0.14	0.86	0.37	1.05	-0.16	3.27	-1.97
3.60	1.27	-0.40	0.99	-0.04	1.19	-0.66	3.40	-3.47
4.05	1.42	-1.00	1.13	-0.52	1.32	-1.23	3.54	-5.04

CARGAS AMPLIFICADAS (COMBINACIONES)									
1.25(CM+CV)-SY		0.9CM+SX		0.9CM-SX		0.9CM+SY		0.9CM-SY	
V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3
-3.41	-5.33	-0.62	-0.13	-0.56	-0.31	1.79858	4.68794	-2.97902	-5.13146
-3.28	-3.87	-0.52	0.12	-0.47	-0.08	1.89308	3.88044	-2.88452	-3.84876
-3.15	-2.46	-0.43	0.32	-0.37	0.10	1.98758	3.03154	-2.79002	-2.60746
-2.68	-2.39	-0.30	0.33	-0.18	0.11	2.02894	2.98319	-2.51026	-2.54201
-2.57	-1.47	-0.22	0.42	-0.11	0.16	2.10454	2.25971	-2.43466	-1.67669
-2.47	-0.59	-0.15	0.49	-0.03	0.18	2.18014	1.50996	-2.35906	-0.83784
-2.36	0.26	-0.07	0.53	0.04	0.18	2.25574	0.73365	-2.28346	-0.02535
-1.92	0.31	0.09	0.53	0.26	0.18	2.41794	0.67644	-2.06226	0.02664
-1.81	0.96	0.17	0.48	0.34	0.07	2.49354	-0.18298	-1.98666	0.73522
-1.71	1.58	0.25	0.41	0.41	-0.06	2.56914	-1.06905	-1.91106	1.41735
-1.60	2.16	0.32	0.31	0.49	-0.22	2.64474	-1.98139	-1.83546	2.07301
-1.36	2.19	0.45	0.30	0.65	-0.23	2.86306	-2.04954	-1.76254	2.11686
-1.22	2.77	0.55	0.07	0.75	-0.55	2.96026	-3.3597	-1.66534	2.8881
-1.09	3.29	0.65	-0.20	0.84	-0.90	3.05746	-4.71379	-1.56814	3.61561

Imagen N° 257 Envoltente y áreas de acero en la viga – Edificio “Elsa Torres”



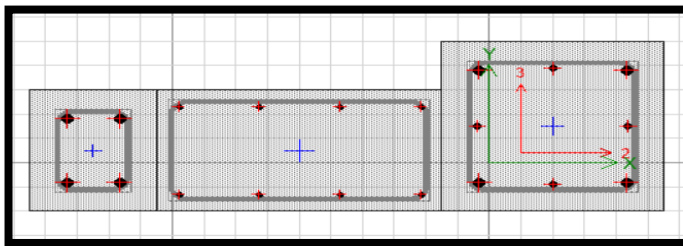
Fuente. Elaboración propia.

- **Diseño de Muros Estructurales**

	CARGA	LOC	P	V2	V3	M2	M3
	PISO 1 - 2	MUERTA	Top	-6.6735	0.0112	-0.0242	0.0657
Bottom			-8.1135	0.0112	-0.0242	-0.0312	0.0649
VIVA		Top	-0.6412	-0.0198	-0.0102	0.0263	0.0324
		Bottom	-0.6412	-0.0198	-0.0102	-0.0143	-0.0466
Sdxmax		Top	21.1931	16.1496	0.0343	0.0624	27.801
		Bottom	21.1931	16.1496	0.0343	0.1027	36.8013
Sdxmin		Top	-21.1931	-16.1496	-0.0343	-0.0624	-27.801
		Bottom	-21.1931	-16.1496	-0.0343	-0.1027	-36.8013
Sdymax		Top	33.889	1.2918	0.2905	0.1933	2.791
		Bottom	33.889	1.2918	0.2905	1.3503	2.4733
Sdymin		Top	-33.889	-1.2918	-0.2905	-0.1933	-2.791
		Bottom	-33.889	-1.2918	-0.2905	-1.3503	-2.4733

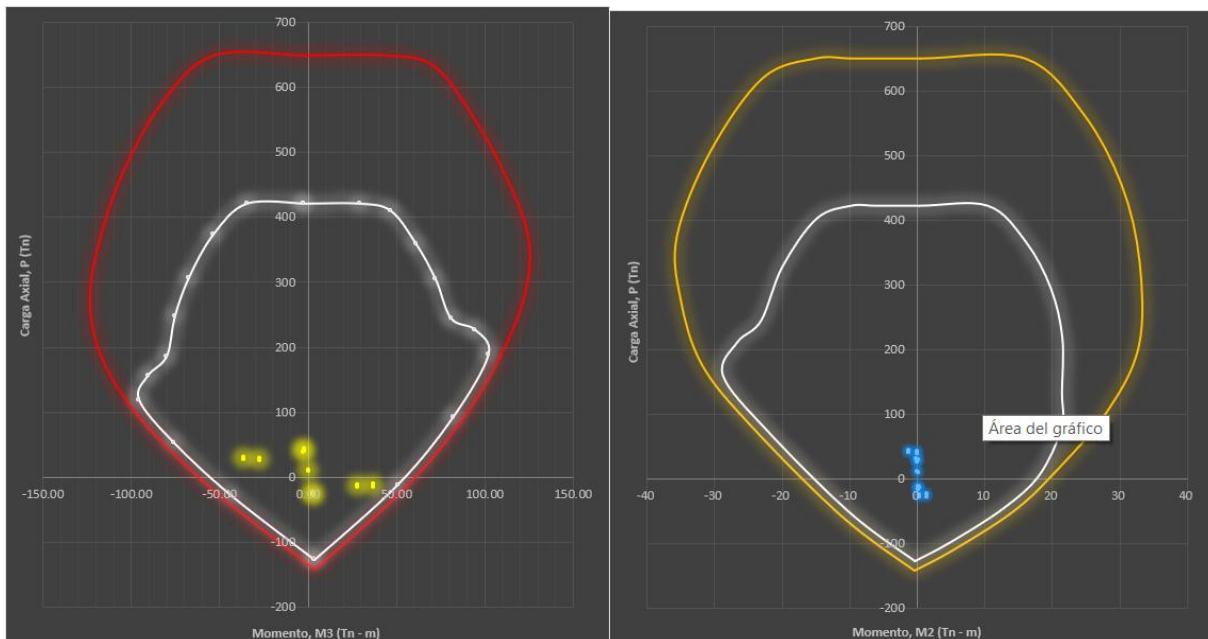
COMBINACIÓN DIRECCION X-X	PU	VU2	VU3	MU2	MU3	COMBINACIÓN DIRECCION Y-Y	PU	VU2	VU3	MU2	MU3
	1.4 CM +1.7 CV	-10.43	-0.02	-0.05	0.14		0.08	1.4 CM +1.7 CV	-10.43	-0.02	-0.05
1.25 (CM+CV)+Sdxmax	-12.45	-0.02	-0.05	-0.07	0.01	1.25 (CM+CV)+Sdymax	-12.45	-0.02	-0.05	-0.07	0.01
	12.05	16.14	-0.01	0.18	27.87		24.75	1.28	0.25	0.31	2.86
1.25 (CM+CV)+Sdxmin	10.25	16.14	-0.01	0.05	36.82	1.25 (CM+CV)+Sdymin	22.95	1.28	0.25	1.29	2.50
	-30.34	-16.16	-0.08	0.05	-27.74		-43.03	-1.30	-0.33	-0.08	-2.73
1.25 (CM+CV)-Sdxmax	-32.14	-16.16	-0.08	-0.16	-36.78	1.25 (CM+CV)-Sdxmax	-44.83	-1.30	-0.33	-1.41	-2.45
	-30.34	-16.16	-0.08	0.05	-27.74		-43.03	-1.30	-0.33	-0.08	-2.73
1.25 (CM+CV)-Sdxmin	-32.14	-16.16	-0.08	-0.16	-36.78	1.25 (CM+CV)-Sdxmin	-44.83	-1.30	-0.33	-1.41	-2.45
	12.05	16.14	-0.01	0.18	27.87		24.75	1.28	0.25	0.31	2.86
0.9CM+Sdxmax	10.25	16.14	-0.01	0.05	36.82	0.9CM+Sdymax	22.95	1.28	0.25	1.29	2.50
	15.19	16.16	0.01	0.12	27.82		27.88	1.30	0.27	0.25	2.81
0.9CM+Sdxmin	13.89	16.16	0.01	0.07	36.86	0.9CM+Sdymin	26.59	1.30	0.27	1.32	2.53
	-27.20	-16.14	-0.06	0.00	-27.78		-39.90	-1.28	-0.31	-0.13	-2.77
0.9CM-Sdxmax	-28.50	-16.14	-0.06	-0.13	-36.74	0.9CM-Sdymax	-41.19	-1.28	-0.31	-1.38	-2.41
	-27.20	-16.14	-0.06	0.00	-27.78		-39.90	-1.28	-0.31	-0.13	-2.77
0.9CM-Sdxmin	-28.50	-16.14	-0.06	-0.13	-36.74	0.9CM-Sdymin	-41.19	-1.28	-0.31	-1.38	-2.41
	15.19	16.16	0.01	0.12	27.82		27.88	1.30	0.27	0.25	2.81
	13.89	16.16	0.01	0.07	36.86		26.59	1.30	0.27	1.32	2.53

Sección del elemento y diagrama de interacción.



Diseño de Placa	
Espesor:	25 cm
Cuantía h:	0.0028
Cuantía v:	0.0023

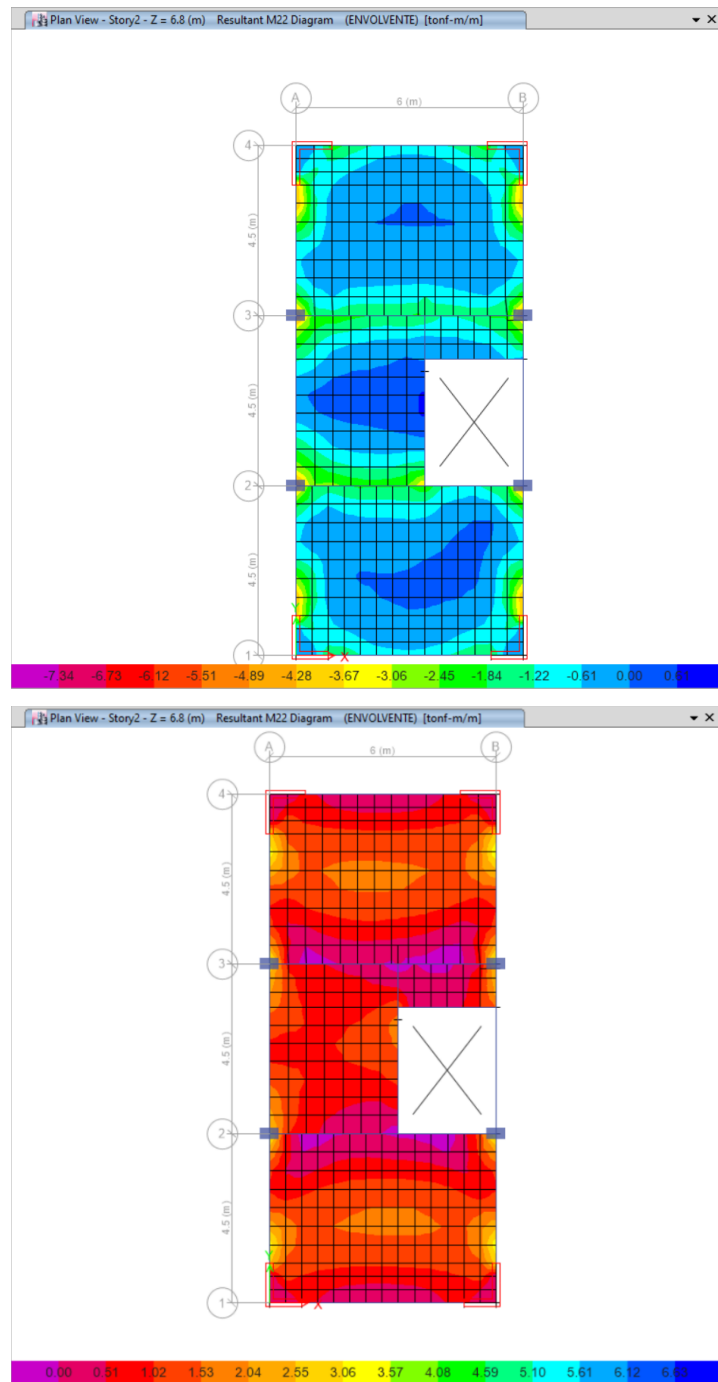
Imagen N° 258 Diagrama de Interacción de la Placa en el Eje X-X y Eje Y-Y respectivamente – Edificio “Elsa Torres”.



Fuente. Elaboración propia.

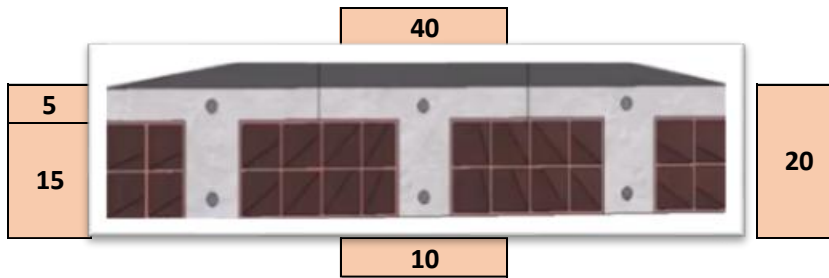
- **Diseño de Losas Aligeradas**

Imagen N° 259 Esfuerzos mayorados máximos y mínimos aplicados en la losa aligerada.



Fuente. Elaboración propia.

LOSA ALIGERADA EN 1 DIRECCION



b	10.00 cm	Mu	1.05 tn.m
h	20.00 cm	Mu	0.42 tn.(40cm)
d	16.73 cm	Asmin (-)	= 0.56 cm ²
f'c	280 kg/cm ²	Asmin (+)	= 0.84 cm ²
fy	4200 kg/cm ²	Asmax	= 3.56 cm ²

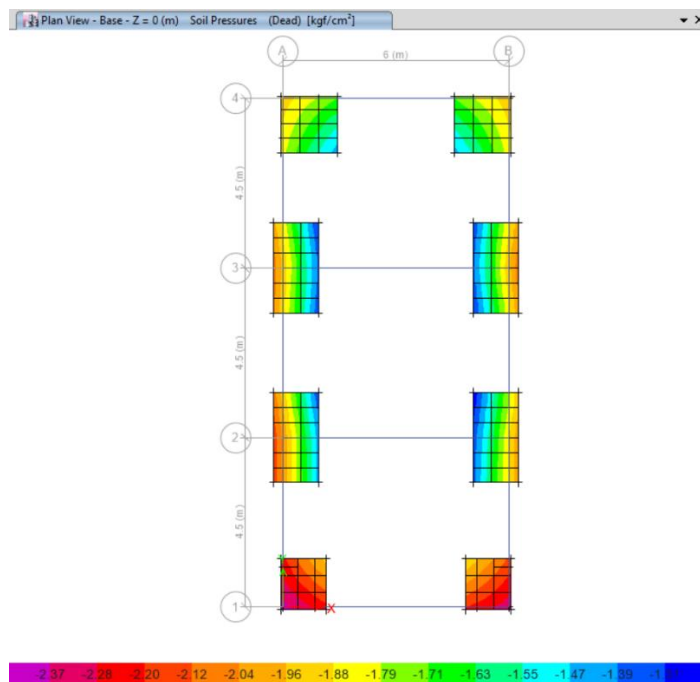
$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot f'c \cdot y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

As = 0.69 cm² Correcto

- Diseño de Zapatas

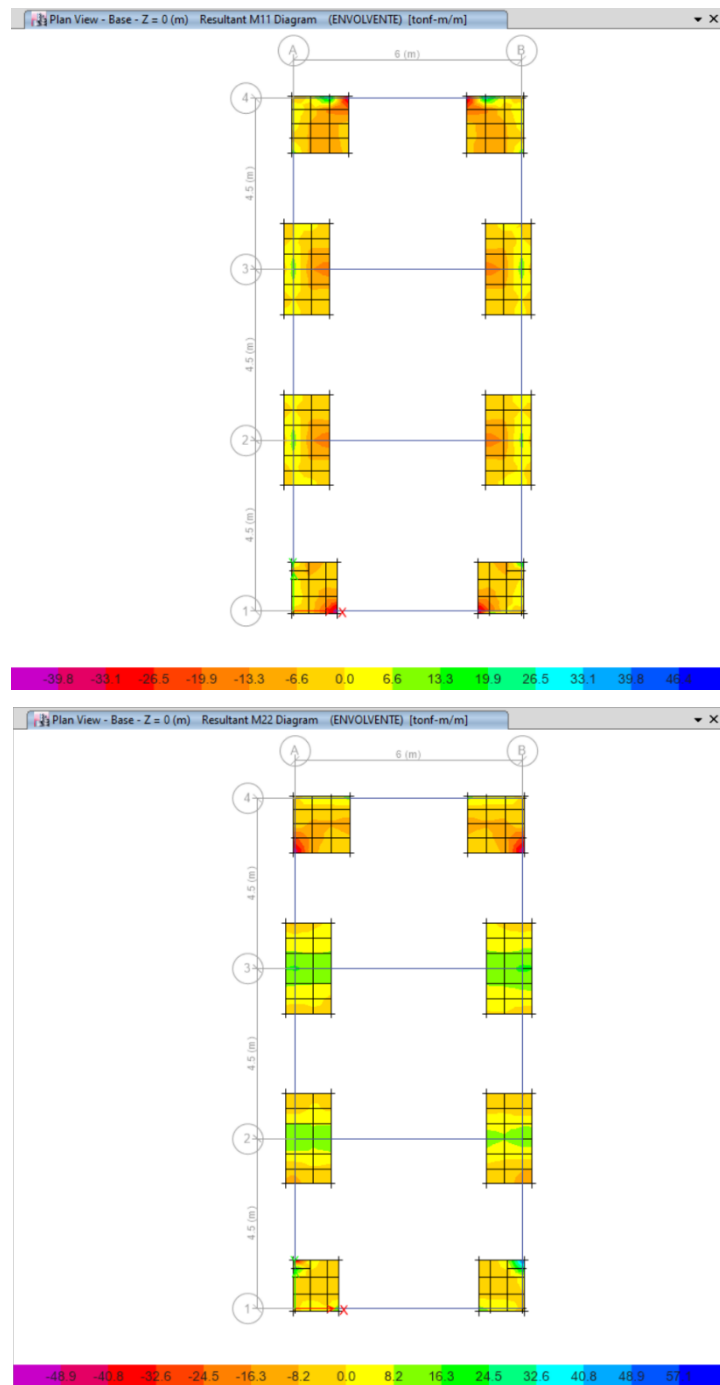
El esfuerzo admisible del terreno es 1.80 kg/cm² teniendo como esfuerzo máximo por carga de servicio de 1.77 kg/cm².

Imagen N° 260 Esfuerzos por cargas de servicio aplicados en la zapata – Edificio “Elsa Torres”



Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 261 Esfuerzos por cargas últimas o mayoradas aplicadas a la zapata en la dirección 1-1 y en la dirección 2-2 – Edificio “Elsa Torres”.



Fuente. Elaboración propia.

GEOMETRIA DEL ELEMENTO				
Ancho (cm)	b=	100.000	Recubrim ↑	7.500
Altura (cm)	h=	60.000	Recubrim ↓	2.000
Peralte efec (cm)	d=	58.000		

Momento act en la viga =	20.000	Tn-m
Factor reduccion de capacidad (ϕ) =		0.900
CONCRETO f'_c =	350	ACERO f_y = 4200
Factor de Sismo $0.75p_b$ ó $0.50p_b$ =		0.75

DATOS RESULTANTES PARA LAS CONDICIONES MAXIMAS DE REGLAMENTO		
β_1 =	0.8	
A_s =	9.2260	cm ²
ρ =	0.00356	0.356
ρ_b =	0.03333	
ρ_{min} =	0.00356	0.356
ρ_{max} =	0.025	2.5
A_{min} =	10.8	cm ²
A_{max} =	145	cm ²

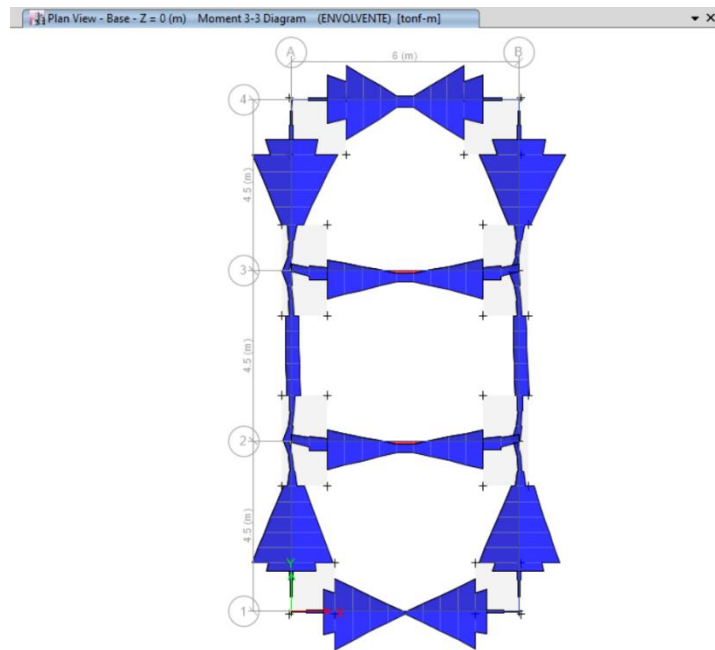
LA FALLA PROBABLE ES FALLA DUCTIL
REQUIERE ACERO A COMPRESION

FALLA POR COMPRESION		
a =	20.47	cm
A_s =	10.80	cm ²
$A's$ =		cm ²
$f's$ =		Kg/cm ²

ACERO A TRACCION
ACERO A COMPRESION

CON LOS VALORES DE A_s BUSCAREMOS TIPOS DE ACERO A TRACCION
CON LOS VALORES DE $A's$ BUSCAREMOS TIPOS DE ACERO A COMPRESION

Momentos por cargas últimas o mayoradas aplicadas en la viga de conexión.



Esfuerzos mayorados en las vigas de cimentación.

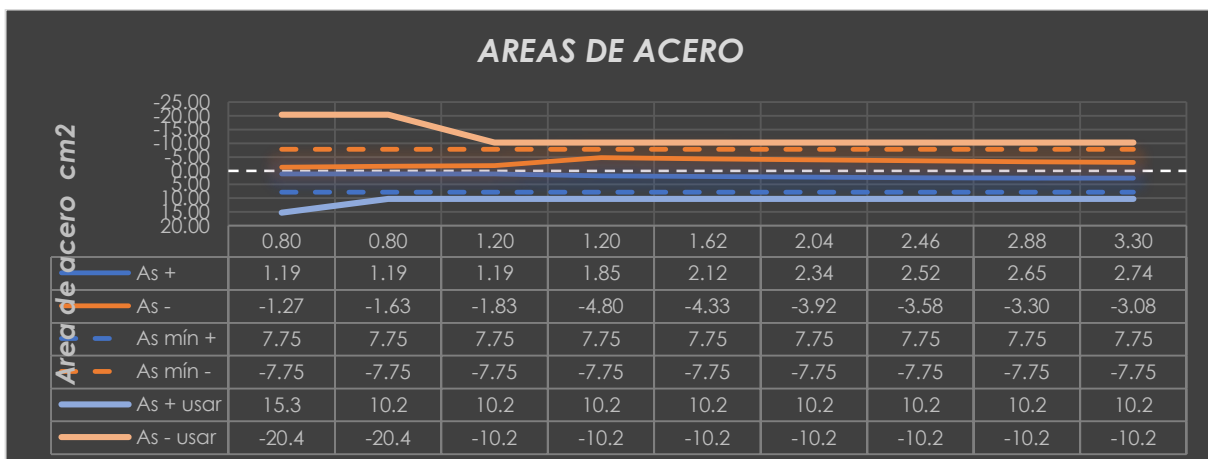
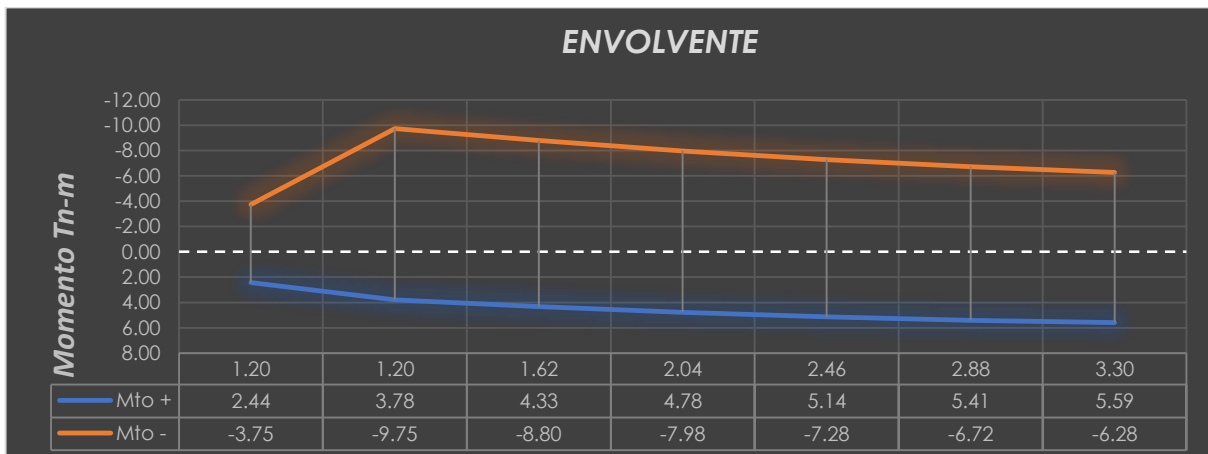
ESFUERZO	LOC	V2	M3	ESFUERZO	LOC	V2	M3
MUERTA	0	4.1692	-2.5337	VIVA	0	1.3098	-0.448
	0.475	4.99	-4.709		0.475	1.3098	-1.0701
	0.95	5.8108	-7.2742		0.95	1.3098	-1.6923
	0.95	-2.9714	-10.6042		0.95	-0.0705	-2.2417
	1.3938	-2.2046	-9.4557		1.3938	-0.0705	-2.2105
	1.8375	-1.4378	-8.6476		1.8375	-0.0705	-2.1792
	2.2813	-0.671	-8.1797		2.2813	-0.0705	-2.1479
	2.725	0.0958	-8.052		2.725	-0.0705	-2.1166
	3.1688	0.8626	-8.2646		3.1688	-0.0705	-2.0853
	3.6125	1.6294	-8.8175		3.6125	-0.0705	-2.054
	4.0563	2.3962	-9.7107		4.0563	-0.0705	-2.0227
	4.5	3.163	-10.9441		4.5	-0.0705	-1.9914
	4.5	-5.9843	-7.5806		4.5	-1.2265	-1.5403
4.975	-5.1635	-4.933	4.975	-1.2265	-0.9578		
5.45	-4.3427	-2.6753	5.45	-1.2265	-0.3752		

ESFUERZO	LOC	V2	M3	ESFUERZO	LOC	V2	M3
SX	0	0.7475	13.2899	SY	0	0.2646	1.6737
	0.475	0.7475	12.9348		0.475	0.2646	1.5481
	0.95	0.7475	12.5797		0.95	0.2646	1.4224
	0.95	11.2856	19.6862		0.95	0.3319	0.9655
	1.3938	11.2856	14.6782		1.3938	0.3319	0.8182
	1.8375	11.2856	9.6703		1.8375	0.3319	0.671
	2.2813	11.2856	4.6623		2.2813	0.3319	0.5237
	2.725	11.2856	-0.3457		2.725	0.3319	0.3764
	3.1688	11.2856	-5.3537		3.1688	0.3319	0.2292
	3.6125	11.2856	-10.3617		3.6125	0.3319	0.0819
	4.0563	11.2856	-15.3697		4.0563	0.3319	-0.0654
	4.5	11.2856	-20.3777		4.5	0.3319	-0.2127
	4.5	0.1606	-12.9538		4.5	-0.2448	0.8117
	4.975	0.1606	-13.0301		4.975	-0.2448	0.928
	5.45	0.1606	-13.1064		5.45	-0.2448	1.0443

CARGAS AMPLIFICADAS (COMBINACIONES)								
LOC	1.4CM+1.7CV		1.25(CM+CV)+SX		1.25(CM+CV)-SX		1.25(CM+CV)+SY	
	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3
0.18	-1.19	-0.50	-1.05	-0.33	-0.99	-0.51	1.37	4.49
0.61	-1.05	-0.01	-0.92	0.10	-0.86	-0.10	1.50	3.86
1.05	-0.90	0.42	-0.79	0.47	-0.73	0.25	1.63	3.18
1.05	-0.48	0.44	-0.47	0.49	-0.35	0.26	1.86	3.14
1.40	-0.36	0.58	-0.36	0.63	-0.25	0.37	1.97	2.47
1.75	-0.24	0.69	-0.26	0.74	-0.14	0.44	2.07	1.76
2.10	-0.12	0.75	-0.15	0.81	-0.04	0.47	2.18	1.02
2.10	0.38	0.75	0.24	0.81	0.41	0.46	2.56	0.96
2.45	0.50	0.59	0.35	0.71	0.51	0.30	2.67	0.04
2.80	0.62	0.40	0.45	0.57	0.62	0.10	2.77	-0.91
3.15	0.74	0.16	0.56	0.39	0.72	-0.13	2.88	-1.90
3.15	1.12	0.14	0.86	0.37	1.05	-0.16	3.27	-1.97
3.60	1.27	-0.40	0.99	-0.04	1.19	-0.66	3.40	-3.47
4.05	1.42	-1.00	1.13	-0.52	1.32	-1.23	3.54	-5.04

CARGAS AMPLIFICADAS (COMBINACIONES)									
1.25(CM+CV)-SY		0.9CM+SX		0.9CM-SX		0.9CM+SY		0.9CM-SY	
V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3
-3.41	-5.33	-0.62	-0.13	-0.56	-0.31	1.79858	4.68794	-2.97902	-5.13146
-3.28	-3.87	-0.52	0.12	-0.47	-0.08	1.89308	3.88044	-2.88452	-3.84876
-3.15	-2.46	-0.43	0.32	-0.37	0.10	1.98758	3.03154	-2.79002	-2.60746
-2.68	-2.39	-0.30	0.33	-0.18	0.11	2.02894	2.98319	-2.51026	-2.54201
-2.57	-1.47	-0.22	0.42	-0.11	0.16	2.10454	2.25971	-2.43466	-1.67669
-2.47	-0.59	-0.15	0.49	-0.03	0.18	2.18014	1.50996	-2.35906	-0.83784
-2.36	0.26	-0.07	0.53	0.04	0.18	2.25574	0.73365	-2.28346	-0.02535
-1.92	0.31	0.09	0.53	0.26	0.18	2.41794	0.67644	-2.06226	0.02664
-1.81	0.96	0.17	0.48	0.34	0.07	2.49354	-0.18298	-1.98666	0.73522
-1.71	1.58	0.25	0.41	0.41	-0.06	2.56914	-1.06905	-1.91106	1.41735
-1.60	2.16	0.32	0.31	0.49	-0.22	2.64474	-1.98139	-1.83546	2.07301
-1.36	2.19	0.45	0.30	0.65	-0.23	2.86306	-2.04954	-1.76254	2.11686
-1.22	2.77	0.55	0.07	0.75	-0.55	2.96026	-3.3597	-1.66534	2.8881
-1.09	3.29	0.65	-0.20	0.84	-0.90	3.05746	-4.71379	-1.56814	3.61561

Imagen N° 262 Envoltente y áreas de acero en la viga de conexión – Edificio “Elsa Torres”



Fuente. Elaboración propia.

3.7.7 Realización de los planos estructurales con respecto al diseño sísmico de los edificios

Los planos estructurales de cada una de las edificaciones de la muestra representativa se pueden apreciar en el Anexo – 2.

3.7.8 Asignación de cargas de tsunami actuantes en el edificio modelado sísmicamente

Para el cálculo de las cargas de tsunami se aplicaron los datos obtenidos en la modelación numérica aplicado en la zona del distrito de Pimentel mediante los parámetros definidos en el código FEMA P-646. Estos parámetros son aplicados para todas las estructuras ubicadas en la primera línea de la costa del distrito de Pimentel.

Parámetros Básicos para Diseño por Tsunami

$\rho_s =$	1100	kg/m ³
$g =$	9.81	m/s ²
α	3.5	Pendiente del terreno medido desde el nivel medio del mar.

- Cota o elevación del alcance del tsunami R

$R =$ 12.50 m Dato obtenido de la modelación numérica del tsunami en Pimentel.

- Cota del terreno natural en donde está ubicada la edificación (z)

$z =$ 5.00 metros sobre el nivel del mar

- Profundidad de inundación en las inmediaciones de la estructura (h_{max})

La profundidad de inundación en las inmediaciones de la estructura es la diferencia entre la cota o altura del alcance del tsunami (R) y de la cota del terreno natural en donde se está ubicada la edificación (z).

$h_{max} =$ 7.50 metros

- Velocidad máxima horizontal (u)

La velocidad del tsunami puede obtenerse mediante un modelo de simulación numérica. En caso no se disponga de un modelo de simulación numérica, se podrá optar la siguiente fórmula para el cálculo de la velocidad.

$$u = \sqrt{2gR \left(1 - \frac{z}{R}\right)}$$

$u =$ 12.13 m/s

- Flujo de momento máximo por unidad de masa (hu²)_{max}

El flujo de momento máximo puede obtenerse mediante un modelo de simulación numérica detallada. En caso no se disponga de un modelo de simulación numérica, se podrá optar la siguiente fórmula para el cálculo del flujo de momento máximo por unidad de masa.

$$(hu^2)_{max} = gR^2 \left(0.125 - 0.235 \frac{z}{R} + 0.11 \left(\frac{z}{R}\right)^2\right)$$

(hu²)_{max} 74.49 m³/s²

La asignación de cargas de tsunami está basada mediante el código NTM – 007 y las combinaciones de carga están basadas mediante el código FEMA P-646.

3.7.8.1 Aplicación de Fuerzas para el Proyecto “Rivera del Mar” y “Elsa Torres”

Fuerzas aplicadas en Vigas

1. Fuerzas Boyantes

$$F_b = \rho_s g V$$

$$\begin{aligned} \rho_s &= 1100 \text{ kg/m}^3 \\ g &= 9.81 \text{ m/s}^2 \end{aligned}$$

- Fuerzas boyantes para vigas 25x25

$$\begin{aligned} L &= 1.00 \text{ m} \\ b &= 0.25 \text{ m} \\ h &= 0.25 \text{ m} \\ V &= 0.06 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{b1} &= 0.67 \text{ kN/m} \\ F_{b1} &= 0.07 \text{ tn/m} \end{aligned}$$

- Fuerzas boyantes para vigas 25x40

$$\begin{aligned} L &= 1.00 \text{ m} \\ b &= 0.25 \text{ m} \\ h &= 0.40 \text{ m} \\ V &= 0.10 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{b2} &= 1.08 \text{ kN/m} \\ F_{b2} &= 0.11 \text{ tn/m} \end{aligned}$$

- Fuerzas boyantes para vigas 25x50

$$\begin{aligned} L &= 1.00 \text{ m} \\ b &= 0.25 \text{ m} \\ h &= 0.50 \text{ m} \\ V &= 0.13 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

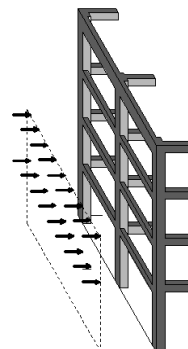
$$\begin{aligned} F_{b3} &= 1.35 \text{ kN/m} \\ F_{b3} &= 0.14 \text{ tn/m} \end{aligned}$$

2. Fuerzas de Arrastre

$$F_d = \frac{1}{2} \rho_s C_d B (hu^2)_{max}$$

$$\begin{aligned} (hu^2)_{max} &= 74.49 \text{ m}^3/\text{s}^2 \\ \rho_s &= 1100 \text{ kg/m}^3 \\ C_d &= 2 \\ B &= 1.00 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_d &= 81.94 \text{ kN} \\ F_d &= 8.35 \text{ tn} \end{aligned}$$



Cálculo de la fuerza de arrastre por metro cuadrado

$$P_d = 1.11 \quad \text{tn/m}^2$$

- Fuerzas de arrastre para vigas 25x25

$$L = 1.00 \quad \text{m}$$
$$h = 0.25 \quad \text{m}$$

$$F_{d1} = 0.27842 \quad \text{kN/m}$$
$$F_{d1} = 0.028 \quad \text{tn/m}$$

- Fuerzas de arrastre para vigas 25x40

$$L = 1.00 \quad \text{m}$$
$$h = 0.4 \quad \text{m}$$

$$F_{d1} = 0.44547 \quad \text{kN/m}$$
$$F_{d1} = 0.045 \quad \text{tn/m}$$

- Fuerzas de arrastre para vigas 25x50

$$L = 1.00 \quad \text{m}$$
$$h = 0.5 \quad \text{m}$$

$$F_{d1} = 0.55684 \quad \text{kN/m}$$
$$F_{d1} = 0.057 \quad \text{tn/m}$$

Las cargas hidrodinámicas se aplicarán a las vigas que estén perpendicularmente al trayecto del flujo del tsunami.

3. Fuerzas de Impacto del Frente de Olas

$$F_s = 1.5F_d$$

- Fuerzas de arrastre para vigas 25x25

$$F_d = 0.03 \quad \text{tn/m}$$

$$F_s = 0.043 \quad \text{tn/m}$$

- Fuerzas de arrastre para vigas 25x40

$$F_d = 0.05 \quad \text{tn/m}$$

$$F_s = 0.0681 \quad \text{tn/m}$$

- Fuerzas de arrastre para vigas 25x50

$$F_d = 0.06 \quad \text{tn/m}$$

Fuerzas aplicadas en columnas.

1. Fuerzas Boyantes

$$F_b = \rho_s g V$$

$$\rho_s = 1100 \text{ kg/m}^3$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

- Fuerzas boyantes para las columnas 35x35

$$L = 1.00 \text{ m}$$

$$a = 0.35 \text{ m}$$

$$b = 0.35 \text{ m}$$

$$V = 0.1225 \text{ m}^3$$

$$F_{b1} = 1.32 \text{ kN/m}$$

$$F_{b1} = 0.13 \text{ tn/m}$$

- Fuerzas boyantes para las columnas 50x30

$$L = 1.00 \text{ m}$$

$$a = 0.50 \text{ m}$$

$$b = 0.30 \text{ m}$$

$$V = 0.15 \text{ m}^3$$

$$F_{b1} = 1.62 \text{ kN/m}$$

$$F_{b1} = 0.17 \text{ tn/m}$$

2. Fuerzas de Arrastre

$$F_d = \frac{1}{2} \rho_s C_d B (hu^2)_{max}$$

- Fuerzas hidrodinámica para las columnas con ancho de 0.35 m

$$(hu^2)_{max} = 74.49 \text{ m}^3/\text{s}^2$$

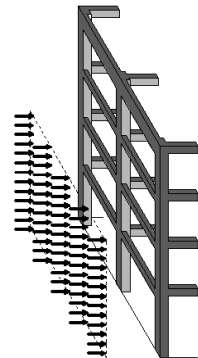
$$\rho_s = 1100 \text{ kg/m}^3$$

$$C_d = 2.00 \text{ m/s}^2$$

$$B = 0.30 \text{ m}$$

$$F_d = 24.58 \text{ kN}$$

$$F_d = 0.33 \text{ tn/m}$$



- Fuerzas hidrodinámica para las columnas con ancho de 0.50 m

$$(hu^2)_{max} = 74.49 \text{ m}^3/\text{s}^2$$

$$\rho_s = 1100 \text{ kg/m}^3$$

$$C_d = 2.00 \text{ m/s}^2$$

$$B = 0.50 \text{ m}$$

Fd= 40.97 kN
Fd= 0.56 tn/m

3. Fuerzas por Impacto de Ola

$$F_s = 1.5F_d$$

- Fuerzas por impacto para las columnas con ancho de 0.35 m

Fd= 0.33 tn/m

Fs= 0.50 tn/m

- Fuerzas de impacto para las columnas con ancho de 0.50 m

Fd= 0.56 tn/m

Fs= 0.835 tn/m

4. Fuerzas por Impacto de Escombros

$$F_{IF} = 500kg \times \left(\frac{U_b}{\Delta t}\right)$$

U_b= 12.13 m/s

Δt= 0.10 seg

F_{if}= 60.65 kN

F_s= 6.18 tn

5. Fuerzas por Apilamiento de Escombros

$$F_{dm} = \frac{1}{2} \rho_s C_d B_d (hu^2)_{max}$$

(hu²)_{max}= 74.49 m³/s²

ρ_s= 1100 kg/m³

C_d= 2.00 m/s²

B_d= 5.70 m

F_{dm} = 467.05 kN

F_{dm} = 6.35 tn/m

2.12

Fuerzas aplicadas en muros estructurales

1. Fuerzas Boyantes

$$F_b = \rho_s g V$$

$$\rho_s = 1100 \text{ kg/m}^3$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

- Fuerzas boyantes para muros con e= 0.25 m

$$h = 1.00 \text{ m}$$

$$L = 1.00 \text{ m}$$

$$e = 0.25 \text{ m}$$

$$V = 0.25 \text{ m}^3$$

$$F_{b1} = 2.7 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{b1} = 0.28 \text{ tn/m}^2$$

- Fuerzas boyantes para muros con e= 0.20 m

$$h = 1.00 \text{ m}$$

$$L = 1.00 \text{ m}$$

$$e = 0.20 \text{ m}$$

$$V = 0.20 \text{ m}^3$$

$$F_{b1} = 2.16 \text{ kN/m}$$

$$F_{b1} = 0.22 \text{ tn/m}$$

2. Fuerzas de Arrastre

$$F_d = \frac{1}{2} \rho_s C_d B (hu^2)_{max}$$

- Fuerzas hidrodinámica para muros por metro cuadrado

$$(hu^2)_{max} = 74.49 \text{ m}^3/\text{s}^2$$

$$\rho_s = 1100 \text{ kg/m}^3$$

$$C_d = 2.00 \text{ m/s}^2$$

$$B = 1.00 \text{ m}$$

$$F_d = 81.94 \text{ kN/m}$$

$$F_d = 8.35 \text{ tn/m}$$

$$F_d = 1.11 \text{ tn/m}^2$$

3. Fuerzas por Impacto de Ola

$$F_s = 1.5F_d$$

- Fuerzas por impacto de ola para las muros por metro cuadrado

$$F_d = 1.11 \text{ tn/m}^2$$

$$F_s = 1.67 \text{ tn/m}^2$$

4. Fuerzas por Impacto de Escombros

$$F_{IF} = 500kg \times \left(\frac{U_b}{\Delta t}\right)$$

$$U_b = 12.13 \text{ m/s}$$

$$\Delta t = 0.10 \text{ seg}$$

$$F_{if} = 60.65 \text{ kN}$$

$$F_s = 6.18 \text{ tn} \quad 3.091$$

5. Fuerzas por Apilamiento de Escombros

$$F_{dm} = \frac{1}{2} \rho_s C_d B_d (hu^2)_{max}$$

$$(hu^2)_{max} = 74.49 \text{ m}^3/\text{s}^2$$

$$\rho_s = 1100 \text{ kg/m}^3$$

$$C_d = 2.00 \text{ m/s}^2$$

$$B_d = 2.83 \text{ m}$$

$$F_{dm} = 231.89 \text{ kN}$$

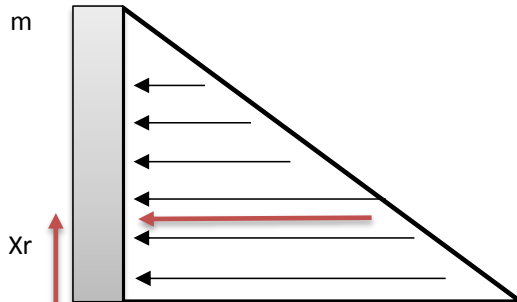
$$F_{dm} = 23.64 \text{ tn} \quad 11.8 \text{ toneladas a cada placa} \\ 1.58 \text{ x m}^2$$

6. Fuerzas Hidroestáticas

Ancho del Elemento = 0.60 m

h = 0.00 m

P2 = 0 kg/m



h = 9.00 m

P1 = 5940 kg/m

$$Fr = 26730 \text{ kg/m}$$

$$Fr = 26.73 \text{ tn/m} \quad Xr = 3.00 \text{ m}$$

Fuerzas aplicadas en losas aligeradas

1. Fuerzas de Levantamiento Vertical

a. Fuerzas de Levantamiento Estático.

$$F_b = \rho_s g V$$

$$\rho_s = 1100 \text{ kg/m}^3$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

- Fuerza de levantamiento hidrostático para la losa

$$A = 1.00 \text{ m}^2$$

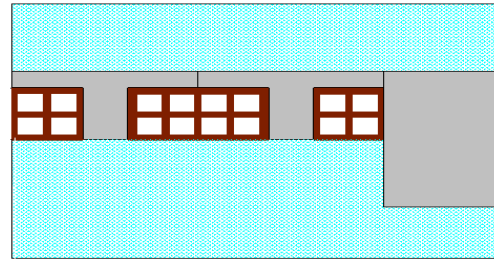
$$h = 0.25 \text{ m}$$

$$V = 0.25 \text{ m}^3$$

Altura de viga que confina a la losa.

$$F_{lev.est} = 2.7 \text{ kN}$$

$$F_{lev.est} = 0.28 \text{ tn/m}^2$$



$$A = 1.00 \text{ m}^2$$

$$h = 0.50 \text{ m}$$

$$V = 0.5 \text{ m}^3$$

Altura de viga que confina a la losa.

$$F_{lev.est} = 5.4 \text{ kN}$$

$$F_{lev.est} = 0.55 \text{ tn/m}^2$$

b. Fuerzas de Levantamiento Hidrodinámico.

$$F_u = \frac{1}{2} C_u \rho_s A_f u_v^2$$

$$C_u = 3.00$$

$$\rho_s = 1100 \text{ kg/m}^3$$

$$u_v = 0.74 \text{ m/s}$$

- Fuerza de levantamiento hidrodinámico para la losa por metro cuadrado

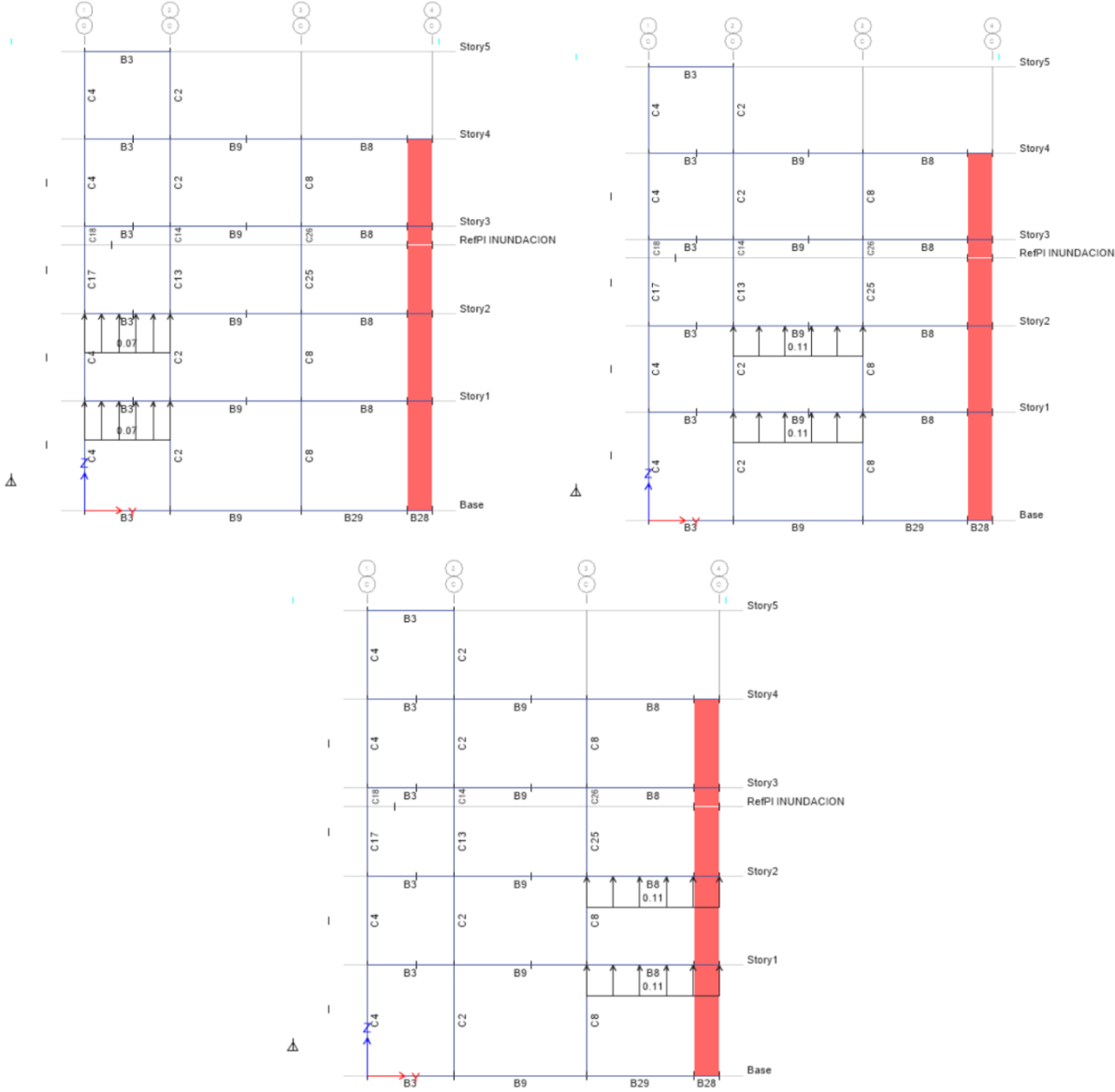
$$A_f = 1.00 \text{ m}^2$$

$$F_u = 0.91 \text{ kN/m}^2$$

$$F_u = 0.09 \text{ tn/m}^2$$

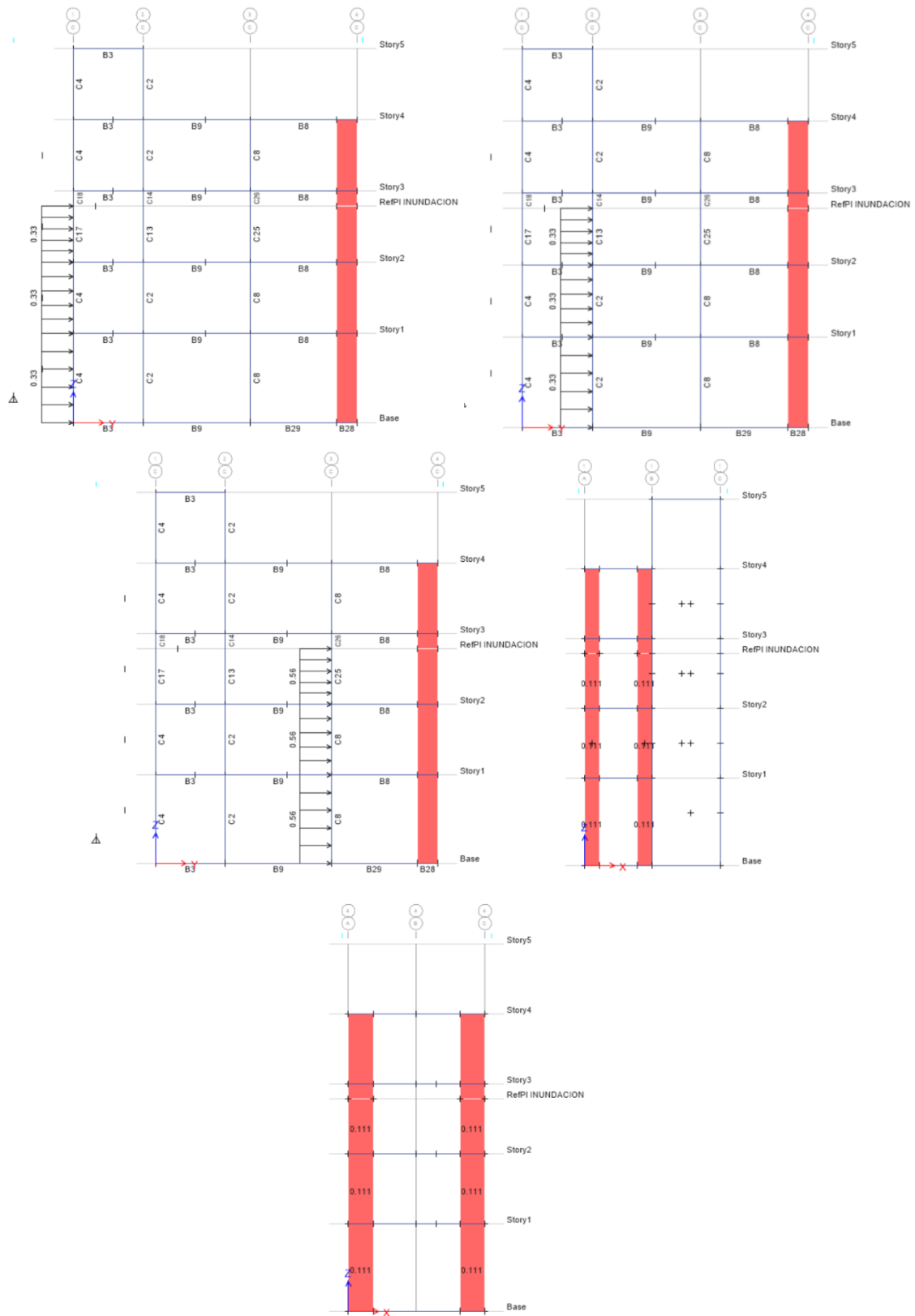
La asignación de cargas se hace de manera secuencial entre los distintos elementos estructurales de la edificación. En las siguientes imágenes se observan la aplicación de las fuerzas boyantes en las vigas de la edificación.

Imagen N° 263 Aplicación de las fuerzas de boyantes en las vigas de manera secuencial entre los elementos estructurales para los edificios “Rivera del Mar” y “Elsa Torres”.



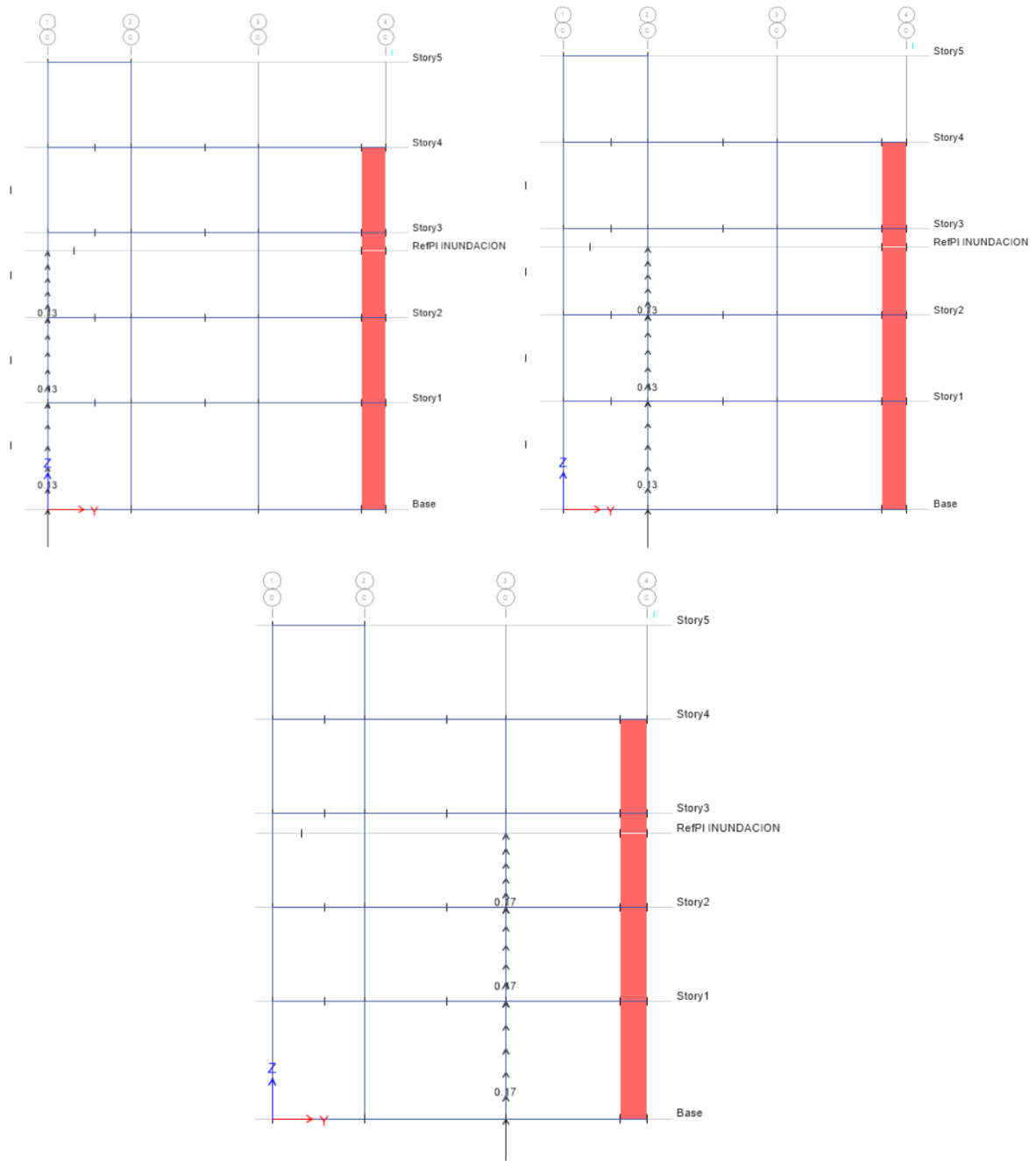
Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 264 Aplicación de las fuerzas de arrastre en las columnas y muros estructurales de manera secuencial entre los elementos estructurales para los edificios “Rivera del Mar” y “Elsa Torres”.



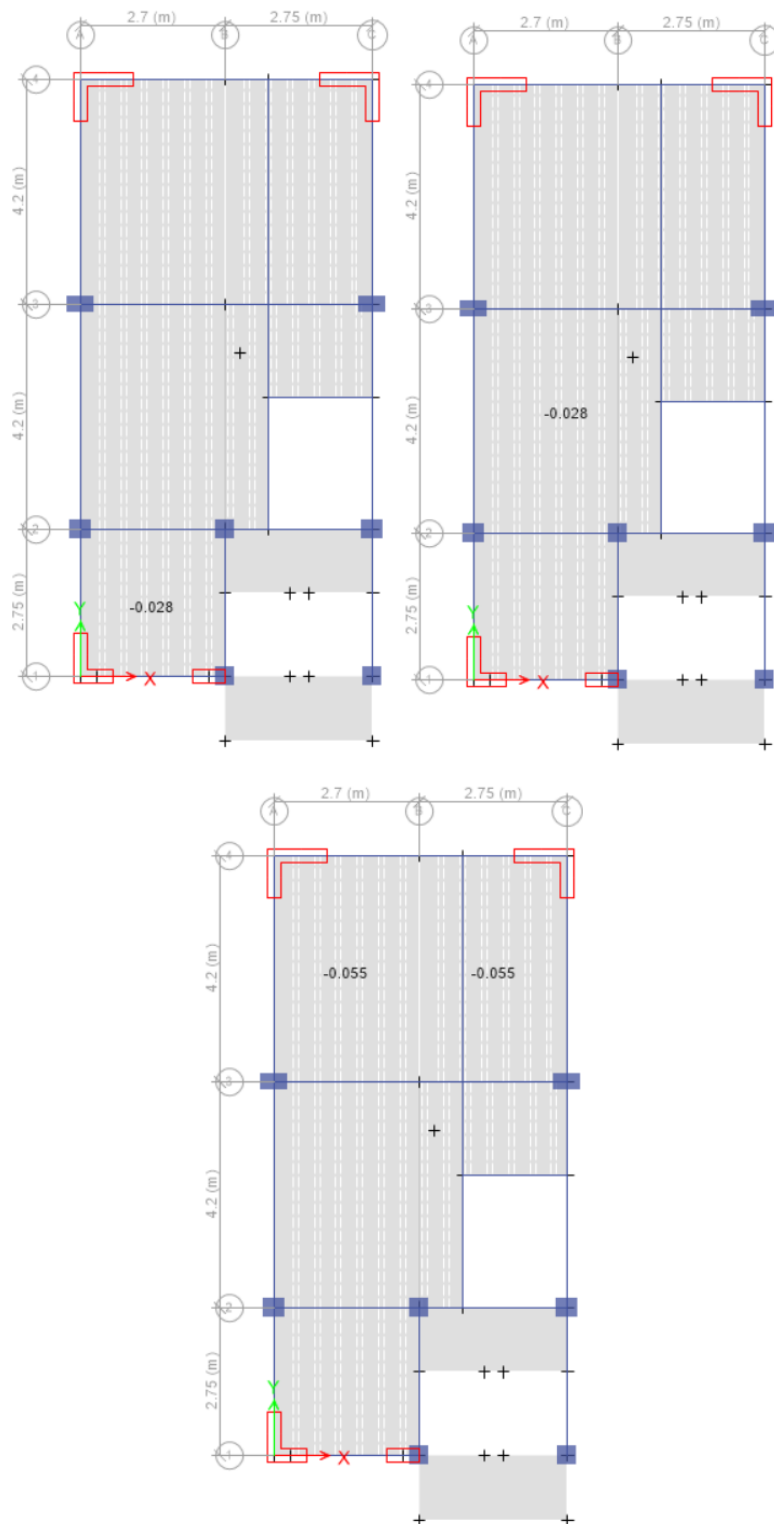
Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 265 Aplicación de las fuerzas boyantes en las columnas de manera secuencial dentro de la estructura para los edificios “Rivera del Mar” y “Elsa Torres”.



Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 266 Aplicación de fuerzas de levantamiento en los entresijos del edificio de manera secuencial.



Fuente. Elaboración propia.

3.7.8.2 Aplicación de Fuerzas para el Proyecto “Las Olas” y “Spondylus”

Fuerzas aplicadas en Vigas

1. Fuerzas Boyantes

$$F_b = \rho_s g V$$

$$\rho_s = 1100 \text{ kg/m}^3$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

- Fuerzas boyantes para vigas 25x25

$$L = 1.00 \text{ m}$$

$$b = 0.25 \text{ m}$$

$$h = 0.25 \text{ m}$$

$$V = 0.06 \text{ m}^3$$

$$F_{b1} = 0.67 \text{ kN/m}$$

$$F_{b1} = 0.07 \text{ tn/m}$$

- Fuerzas boyantes para vigas 25x40

$$L = 1.00 \text{ m}$$

$$b = 0.25 \text{ m}$$

$$h = 0.40 \text{ m}$$

$$V = 0.10 \text{ m}^3$$

$$F_{b2} = 1.08 \text{ kN/m}$$

$$F_{b2} = 0.11 \text{ tn/m}$$

- Fuerzas boyantes para vigas 25x50

$$L = 1.00 \text{ m}$$

$$b = 0.25 \text{ m}$$

$$h = 0.50 \text{ m}$$

$$V = 0.13 \text{ m}^3$$

$$F_{b3} = 1.35 \text{ kN/m}$$

$$F_{b3} = 0.14 \text{ tn/m}$$

2. Fuerzas de Arrastre

$$F_d = \frac{1}{2} \rho_s C_d B (hu^2)_{max}$$

$$(hu^2)_{max} = 114.86 \text{ m}^3/\text{s}^2$$

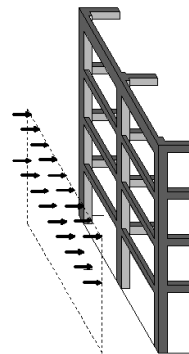
$$\rho_s = 1100 \text{ kg/m}^3$$

$$C_d = 2$$

$$B = 1.00 \text{ m}$$

$$F_d = 126.35 \text{ kN}$$

$$F_d = 12.88 \text{ tn}$$



Cálculo de la fuerza de arrastre por metro cuadrado

Pd = 1.36 tn/m²

- Fuerzas de arrastre para vigas 25x25

L= 1.00 m
h= 0.25 m

Fd₁ = 0.33893 kN/m

Fd₁ = 0.035 tn/m

- Fuerzas de arrastre para vigas 25x40

L= 1.00 m
h= 0.4 m

Fd₁ = 0.54229 kN/m

Fd₁ = 0.055 tn/m

- Fuerzas de arrastre para vigas 25x50

L= 1.00 m
h= 0.5 m

Fd₁ = 0.67786 kN/m

Fd₁ = 0.069 tn/m

Las cargas hidrodinámicas se aplicarán a las vigas que estén perpendicularmente al trayecto del flujo del tsunami.

3. Fuerzas de Impacto del Frente de Olas

$$F_s = 1.5F_d$$

- Fuerzas de arrastre para vigas 25x25

Fd= 0.03 tn/m

Fs= 0.052 tn/m

- Fuerzas de arrastre para vigas 25x40

Fd= 0.06 tn/m

Fs= 0.0829 tn/m

- Fuerzas de arrastre para vigas 25x50

Fd= 0.07 tn/m

Fs= 0.1036 tn/m

Fuerzas aplicadas en columnas.

1. Fuerzas Boyantes

$$F_b = \rho_s g V$$

$$\rho_s = 1100 \text{ kg/m}^3$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

- Fuerzas boyantes para las columnas 40x40

$$L = 1.00 \text{ m}$$

$$a = 0.40 \text{ m}$$

$$b = 0.40 \text{ m}$$

$$V = 0.16 \text{ m}^3$$

$$F_{b1} = 1.73 \text{ kN/m}$$

$$F_{b1} = 0.18 \text{ tn/m}$$

- Fuerzas boyantes para las columnas 60x40

$$L = 1.00 \text{ m}$$

$$a = 0.60 \text{ m}$$

$$b = 0.60 \text{ m}$$

$$V = 0.36 \text{ m}^3$$

$$F_{b1} = 3.88 \text{ kN/m}$$

$$F_{b1} = 0.40 \text{ tn/m}$$

2. Fuerzas de Arrastre

$$F_d = \frac{1}{2} \rho_s C_d B (hu^2)_{max}$$

- Fuerzas hidrodinámica para las columnas con ancho de 0.40 m

$$(hu^2)_{max} = 114.86 \text{ m}^3/\text{s}^2$$

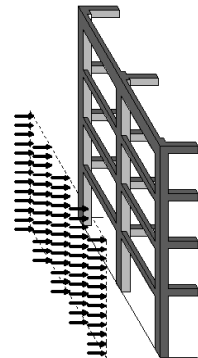
$$\rho_s = 1100 \text{ kg/m}^3$$

$$C_d = 2.00 \text{ m/s}^2$$

$$B = 0.40 \text{ m}$$

$$F_d = 50.54 \text{ kN}$$

$$F_d = 0.54 \text{ tn/m}$$



- Fuerzas hidrodinámica para las columnas con ancho de 0.60 m

$$(hu^2)_{max} = 114.86 \text{ m}^3/\text{s}^2$$

$$\rho_s = 1100 \text{ kg/m}^3$$

$$C_d = 2.00 \text{ m/s}^2$$

$$B = 0.60 \text{ m}$$

$$F_d = 75.81 \text{ kN}$$

$$F_d = 0.81 \text{ tn/m}$$

3. Fuerzas por Impacto de Ola

$$F_s = 1.5F_d$$

- Fuerzas por impacto para las columnas con ancho de 0.40 m

$$F_d = 0.54 \text{ tn/m}$$

$$F_s = 0.81 \text{ tn/m}$$

- Fuerzas de impacto para las columnas con ancho de 0.60 m

$$F_d = 0.81 \text{ tn/m}$$

$$F_s = 1.220 \text{ tn/m}$$

4. Fuerzas por Impacto de Escombros

$$F_{IF} = 500kg \times \left(\frac{U_b}{\Delta t}\right)$$

$$U_b = 13.65 \text{ m/s}$$

$$\Delta t = 0.10 \text{ seg}$$

$$F_{if} = 68.25 \text{ kN}$$

$$F_s = 6.96 \text{ tn}$$

5. Fuerzas por Apilamiento de Escombros

$$F_{dm} = \frac{1}{2} \rho_s C_d B_d (hu^2)_{max}$$

$$(hu^2)_{max} = 114.86 \text{ m}^3/\text{s}^2$$

$$\rho_s = 1100 \text{ kg/m}^3$$

$$C_d = 2.00 \text{ m/s}^2$$

$$B_d = 5.70 \text{ m}$$

$$F_{dm} = 720.17 \text{ kN}$$

$$F_{dm} = 7.73 \text{ tn/m}$$

Fuerzas aplicadas en muros estructurales

1. Fuerzas Boyantes

$$F_b = \rho_s g V$$

$$\rho_s = 1100 \text{ kg/m}^3$$
$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

- Fuerzas boyantes para muros con e= 0.25 m

$$h = 1.00 \text{ m}$$
$$L = 1.00 \text{ m}$$
$$e = 0.25 \text{ m}$$
$$V = 0.25 \text{ m}^3$$

$$F_{b1} = 2.7 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{b1} = 0.28 \text{ tn/m}^2$$

- Fuerzas boyantes para muros con e= 0.20 m

$$h = 1.00 \text{ m}$$
$$L = 1.00 \text{ m}$$
$$e = 0.20 \text{ m}$$
$$V = 0.20 \text{ m}^3$$

$$F_{b1} = 2.16 \text{ kN/m}$$

$$F_{b1} = 0.22 \text{ tn/m}$$

2. Fuerzas de Arrastre

$$F_d = \frac{1}{2} \rho_s C_d B (hu^2)_{max}$$

- Fuerzas hidrodinámica para muros por metro cuadrado

$$(hu^2)_{max} = 114.86 \text{ m}^3/\text{s}^2$$
$$\rho_s = 1100 \text{ kg/m}^3$$
$$C_d = 2.00 \text{ m/s}^2$$
$$B = 1.00 \text{ m}$$

$$F_d = 126.35 \text{ kN/m}$$

$$F_d = 12.88 \text{ tn/m}$$

$$F_d = 1.36 \text{ tn/m}^2$$

3. Fuerzas por Impacto de Ola

$$F_s = 1.5F_d$$

- Fuerzas por impacto de ola para las muros por metro cuadrado

$$F_d = 1.11 \text{ tn/m}^2$$

$$F_s = 1.67 \text{ tn/m}^2$$

4. Fuerzas por Impacto de Escombros

$$F_{IF} = 500kg \times \left(\frac{U_b}{\Delta t}\right)$$

$$U_b = 12.13 \text{ m/s}$$

$$\Delta t = 0.10 \text{ seg}$$

$$F_{if} = 60.65 \text{ kN}$$

$$F_s = 6.18 \text{ tn} \quad 3.091$$

5. Fuerzas por Apilamiento de Escombros

$$F_{dm} = \frac{1}{2} \rho_s C_d B_d (hu^2)_{max}$$

$$(hu^2)_{max} = 74.49 \text{ m}^3/\text{s}^2$$

$$\rho_s = 1100 \text{ kg/m}^3$$

$$C_d = 2.00 \text{ m/s}^2$$

$$B_d = 2.83 \text{ m}$$

$$F_{dm} = 231.89 \text{ kN}$$

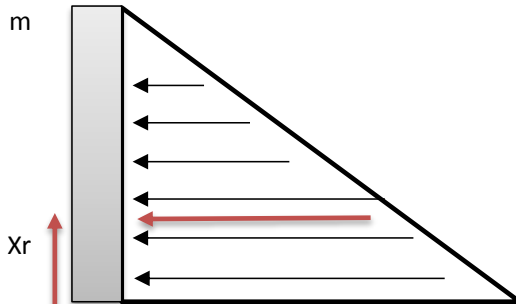
$$F_{dm} = 23.64 \text{ tn} \quad 11.8 \text{ toneladas a cada placa} \\ 1.58 \text{ x m}^2$$

6. Fuerzas Hidroestáticas

$$\text{Ancho del Elemento} = 0.60 \text{ m}$$

$$h = 0.00 \text{ m}$$

$$P_2 = 0 \text{ kg/m}$$



$$h = 9.00 \text{ m}$$

$$P_1 = 5940 \text{ kg/m}$$

$$Fr = 26730 \text{ kg/m}$$

$$Fr = 26.73 \text{ tn/m} \quad Xr = 3.00 \text{ m}$$

Fuerzas aplicadas en losas aligeradas

1. Fuerzas de Levantamiento Vertical

a. Fuerzas de Levantamiento Estático.

$$F_b = \rho_s g V$$

$$\rho_s = 1100 \text{ kg/m}^3$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

- Fuerza de levantamiento hidrostático para la losa

$$A = 1.00 \text{ m}^2$$

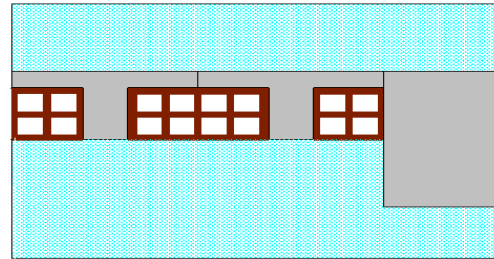
$$h = 0.25 \text{ m}$$

$$V = 0.25 \text{ m}^3$$

Altura de viga que confina a la losa.

$$F_{lev.est} = 2.7 \text{ kN}$$

$$F_{lev.est} = 0.28 \text{ tn/m}^2$$



$$A = 1.00 \text{ m}^2$$

$$h = 0.50 \text{ m}$$

$$V = 0.5 \text{ m}^3$$

Altura de viga que confina a la losa.

$$F_{lev.est} = 5.4 \text{ kN}$$

$$F_{lev.est} = 0.55 \text{ tn/m}^2$$

b. Fuerzas de Levantamiento Hidrodinámico.

$$F_u = \frac{1}{2} C_u \rho_s A_f u_v^2$$

$$C_u = 3.00$$

$$\rho_s = 1100 \text{ kg/m}^3$$

$$u_v = 0.74 \text{ m/s}$$

- Fuerza de levantamiento hidrodinámico para la losa por metro cuadrado

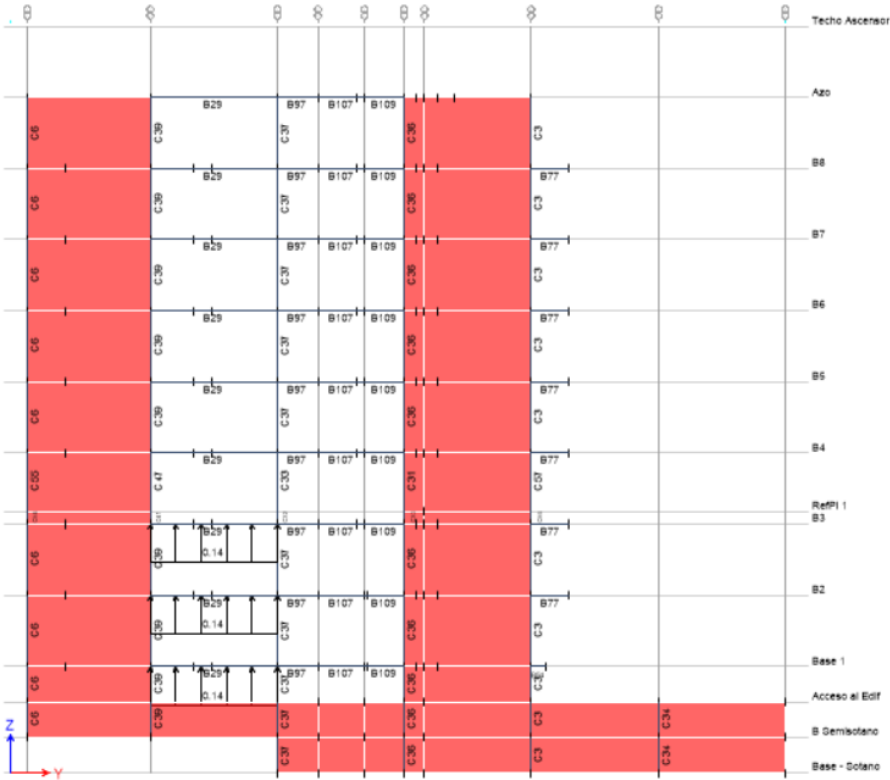
$$A_f = 1.00 \text{ m}^2$$

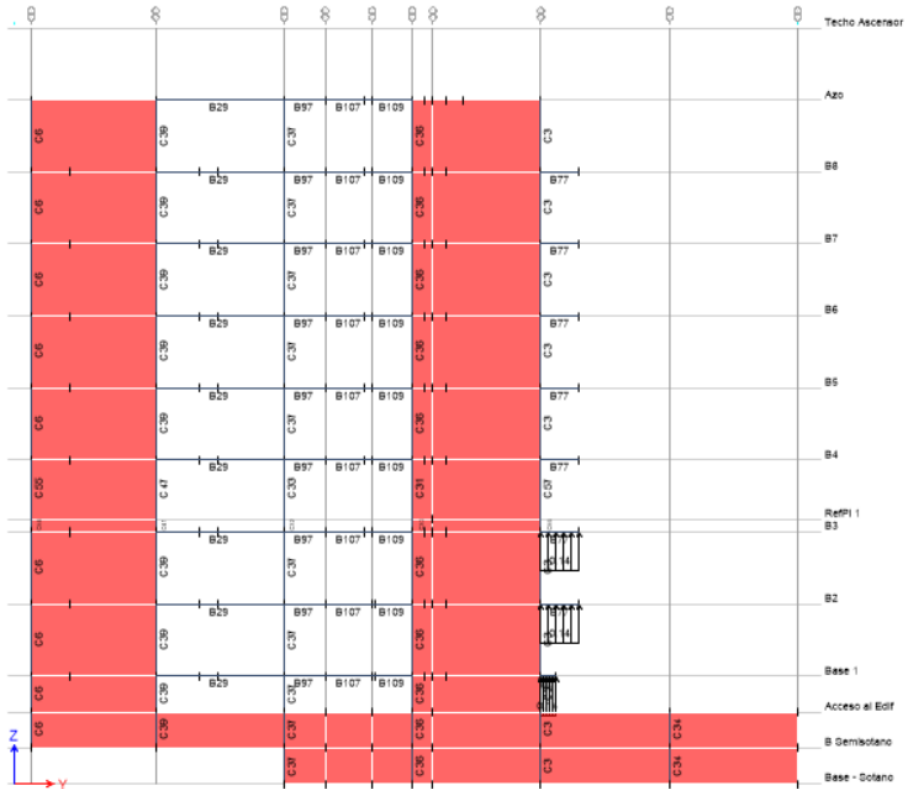
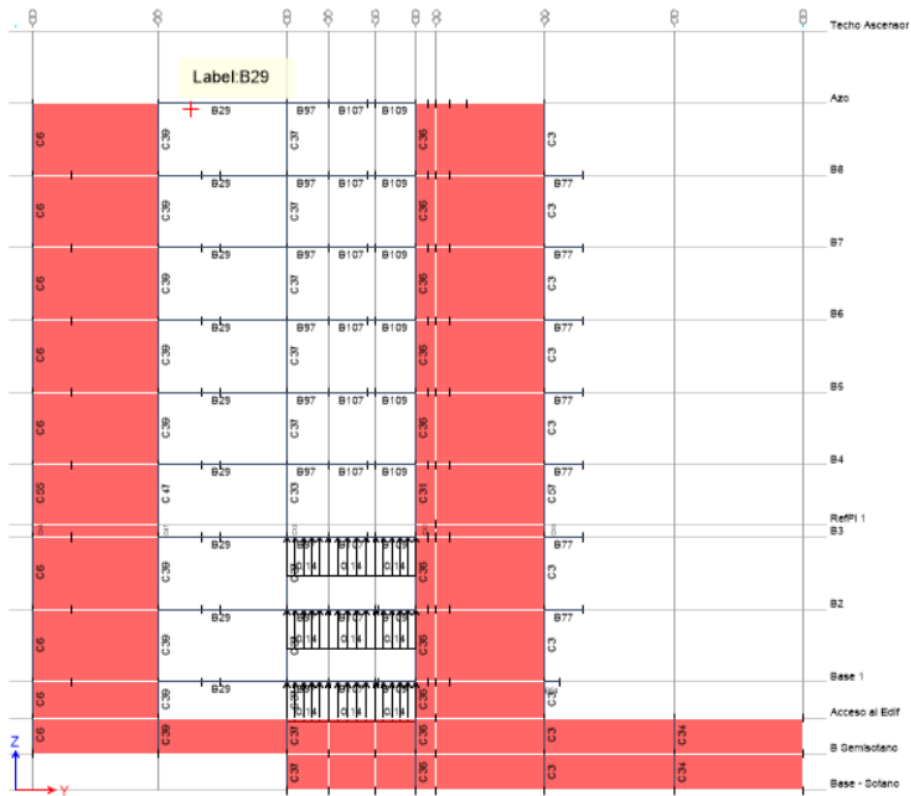
$$F_u = 0.91 \text{ kN/m}^2$$

$$F_u = 0.09 \text{ tn/m}^2$$

La asignación de cargas se hace de manera secuencial entre los distintos elementos estructurales de la edificación. En las siguientes imágenes se observan la aplicación de las fuerzas boyantes en las vigas de la edificación.

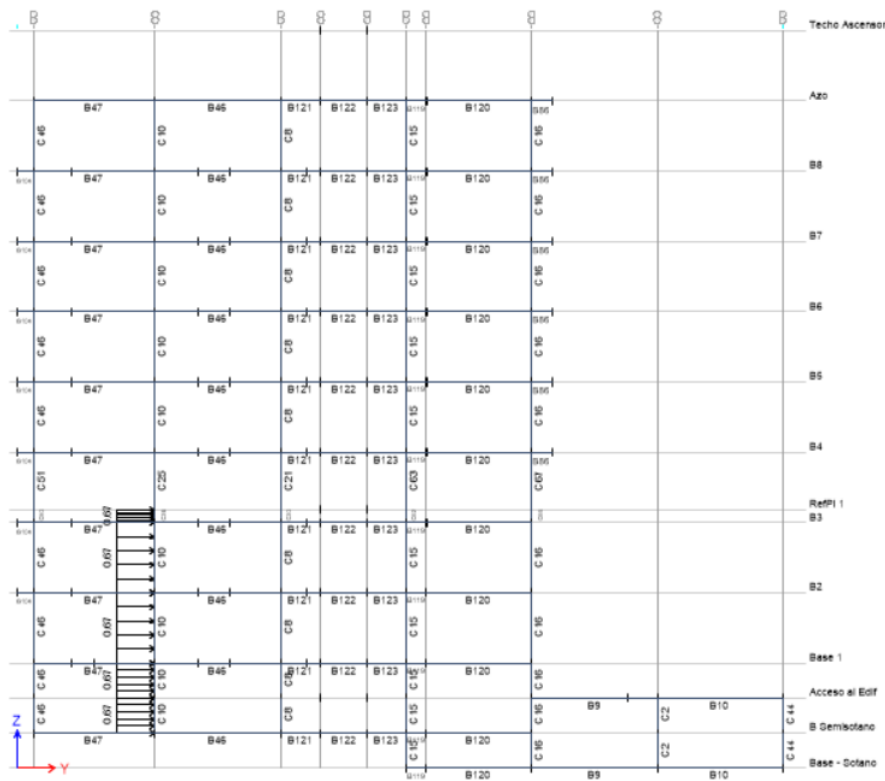
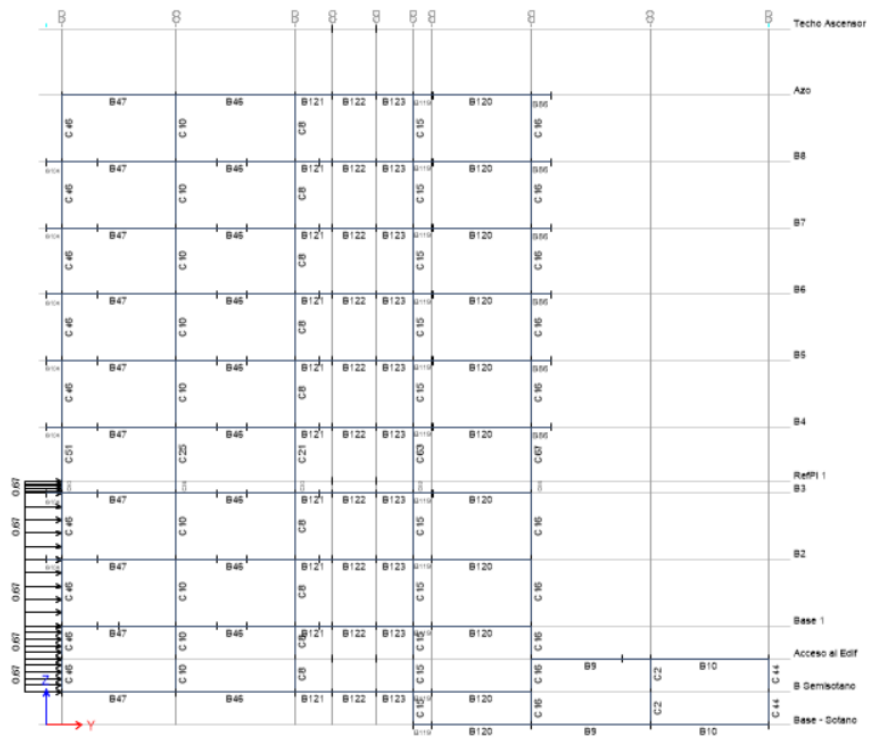
Imagen N° 267 Aplicación de las fuerzas de boyantes en las vigas de manera secuencial entre los elementos estructurales para los edificios “Las Olas” y “Spondylus”.

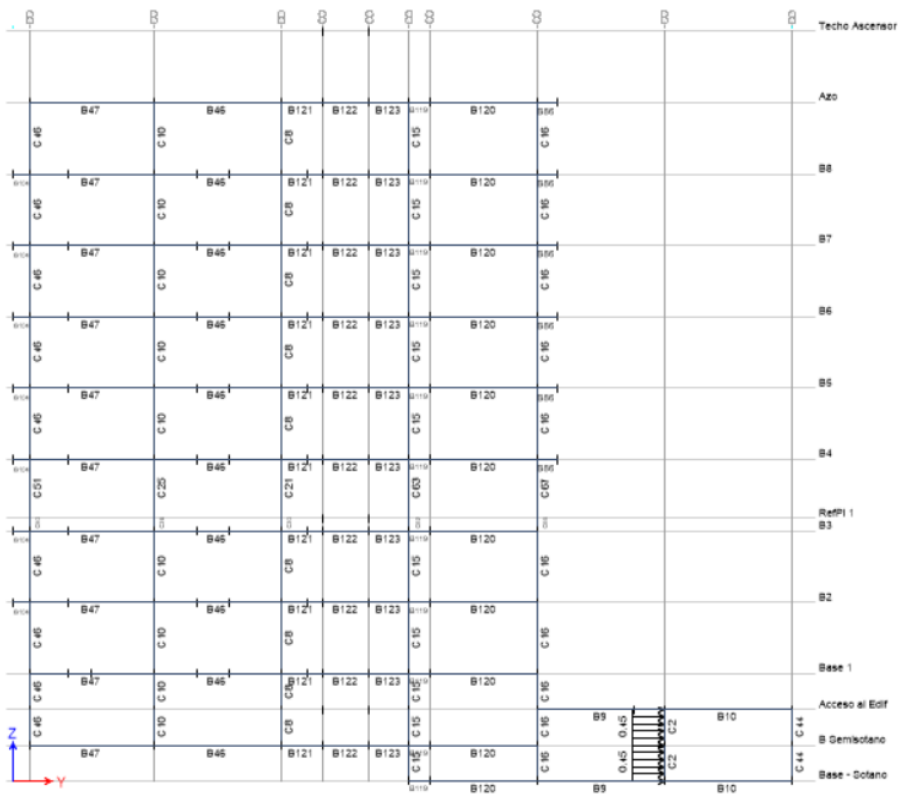
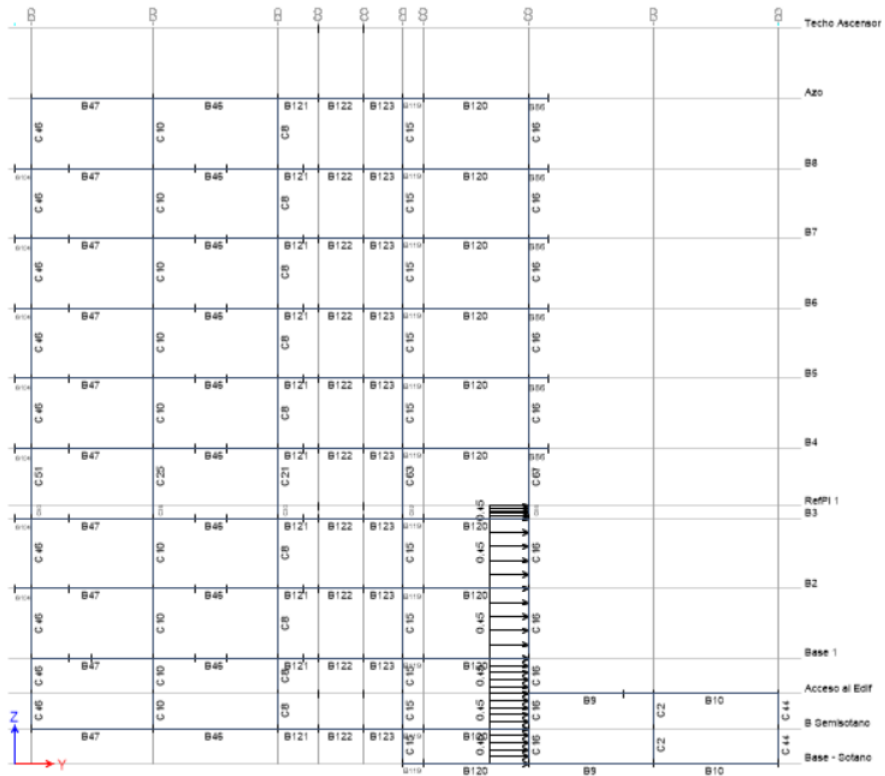




Fuente. Elaboración propia.

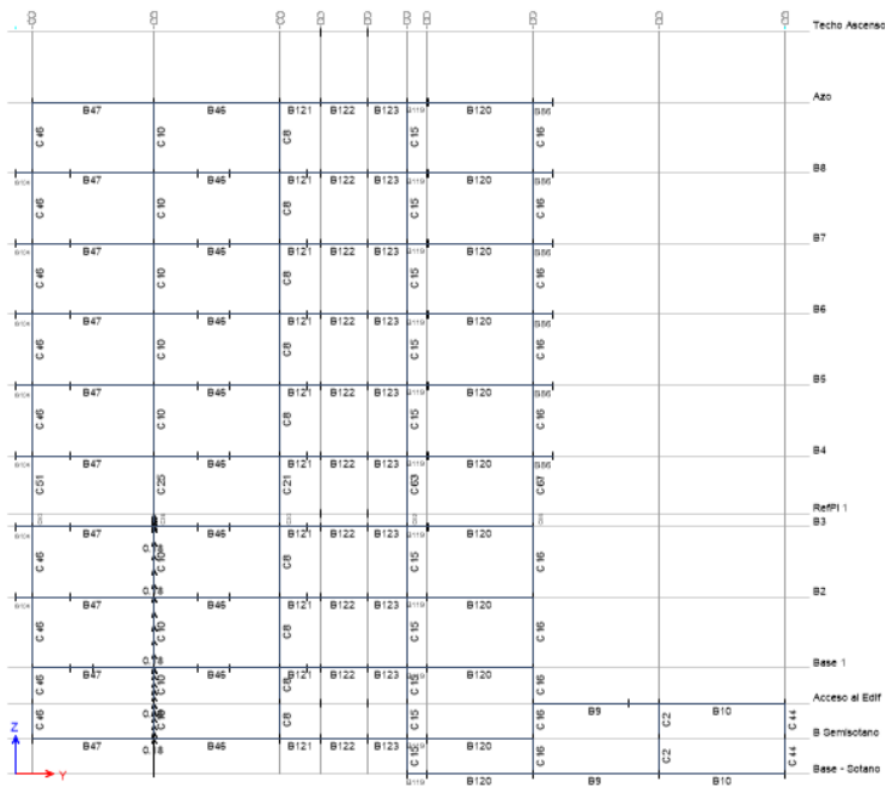
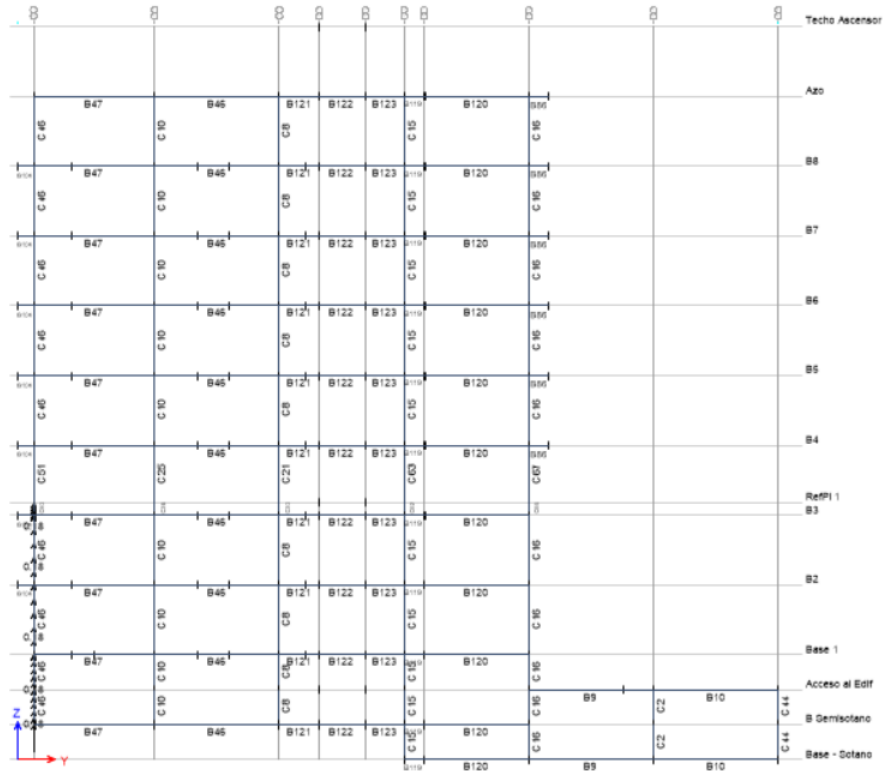
Imagen N° 268 Aplicación de las fuerzas de arrastre en las columnas de manera secuencial entre los elementos estructurales en los Edificios “Las Olas” y “Spondylus”.





Fuente. Elaboración propia.

Imagen N° 269 Aplicación de las fuerzas boyantes en las columnas de manera secuencial dentro de la estructura en los Edificios “Las Olas” y “Spondylus”.



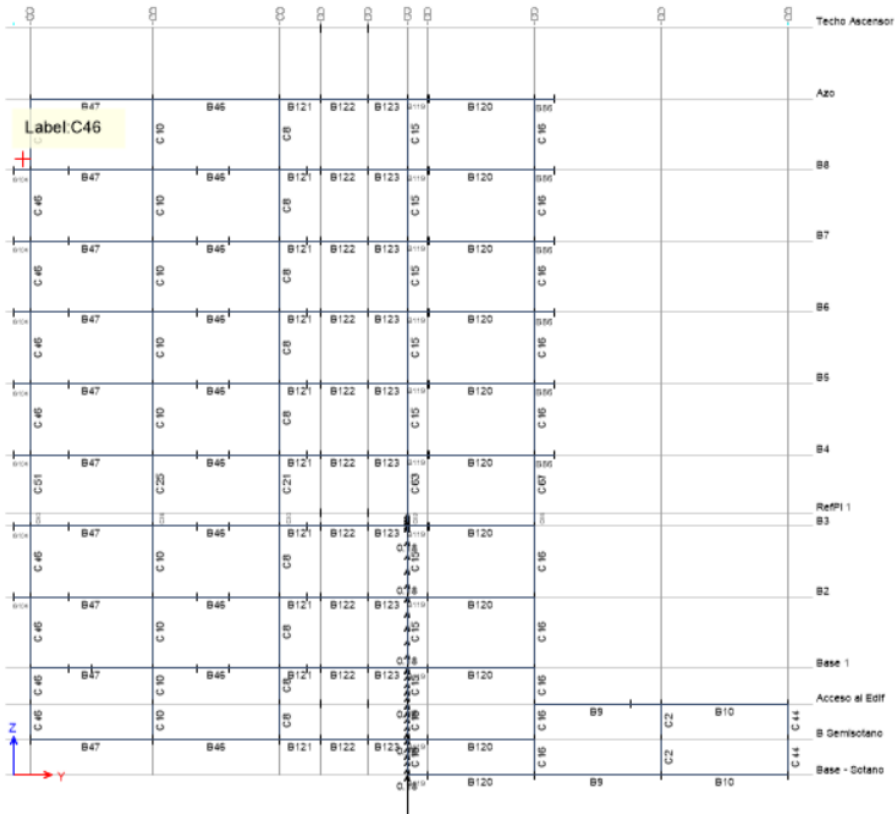
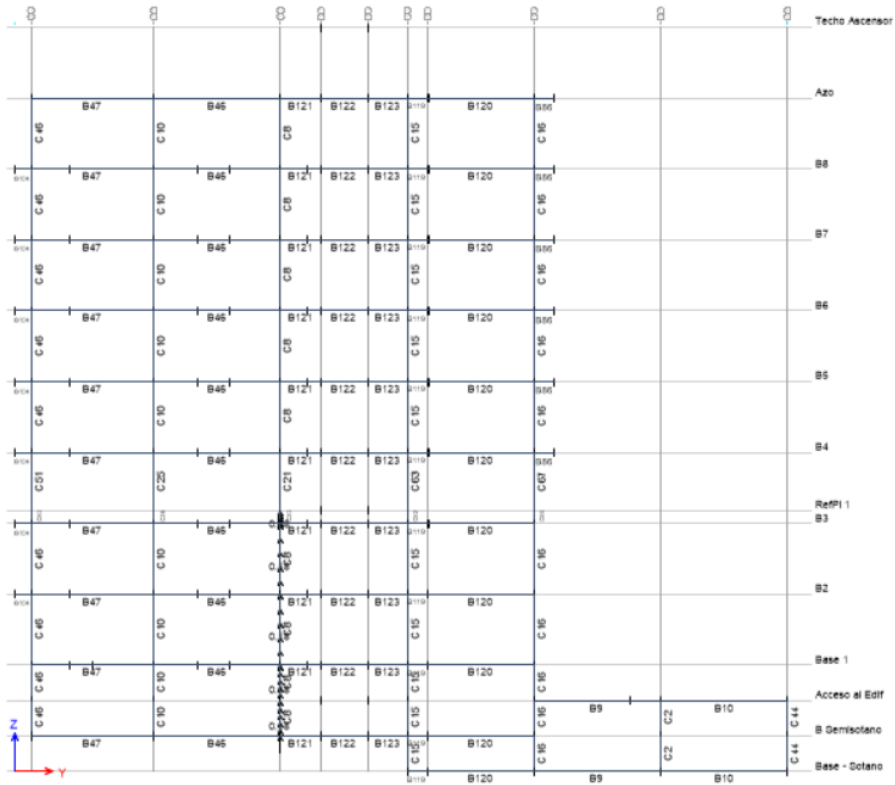
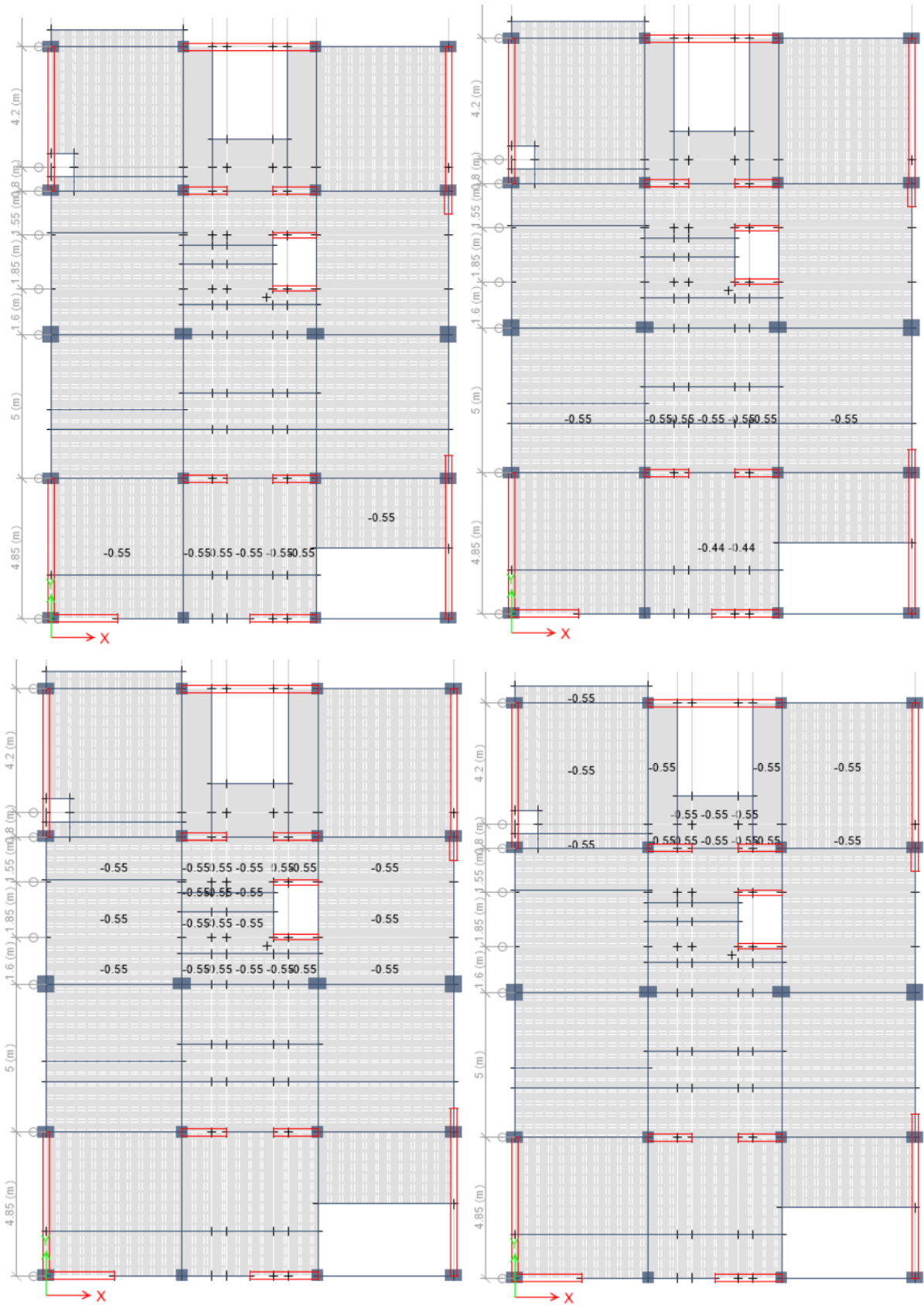


Imagen N° 270 Aplicación de fuerzas de levantamiento en los entrepisos del edificio de manera secuencial en los Edificios “Las Olas” y “Spondylus”.

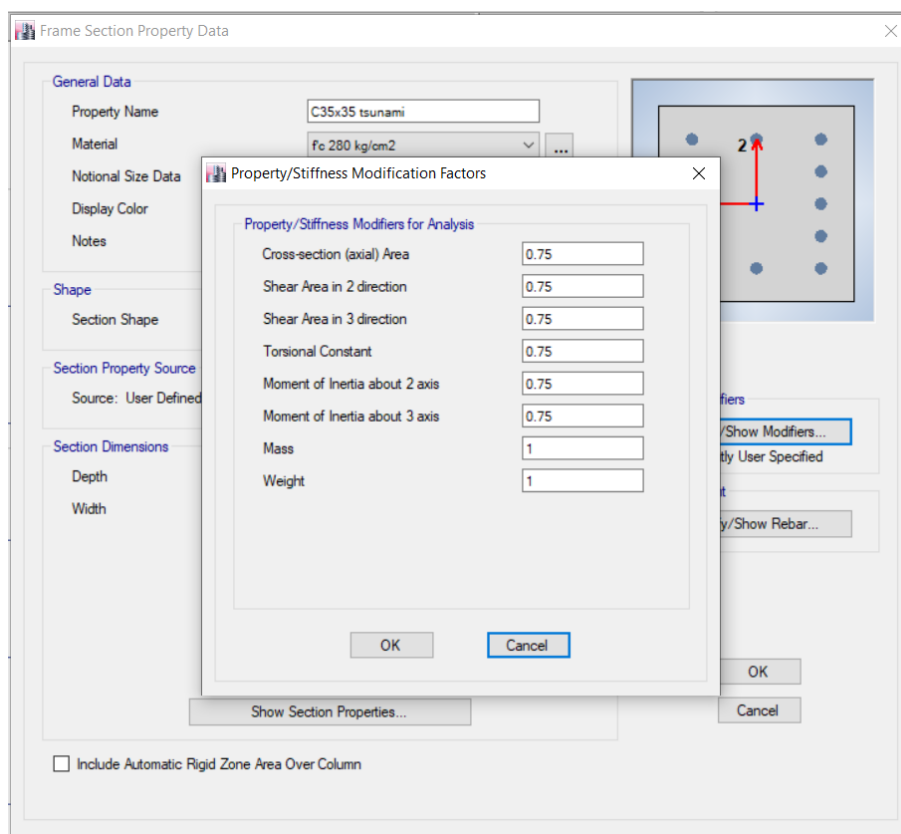


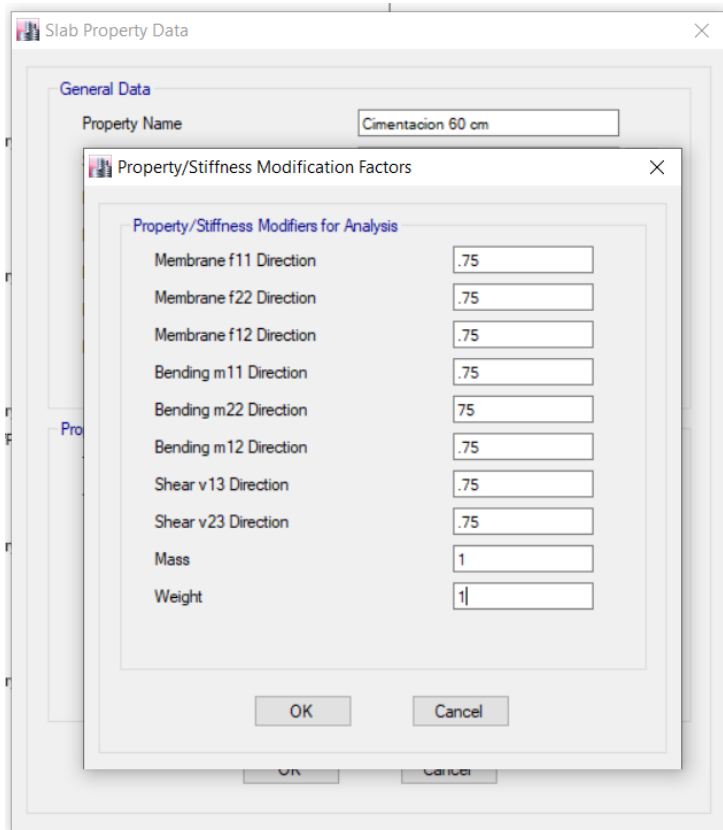
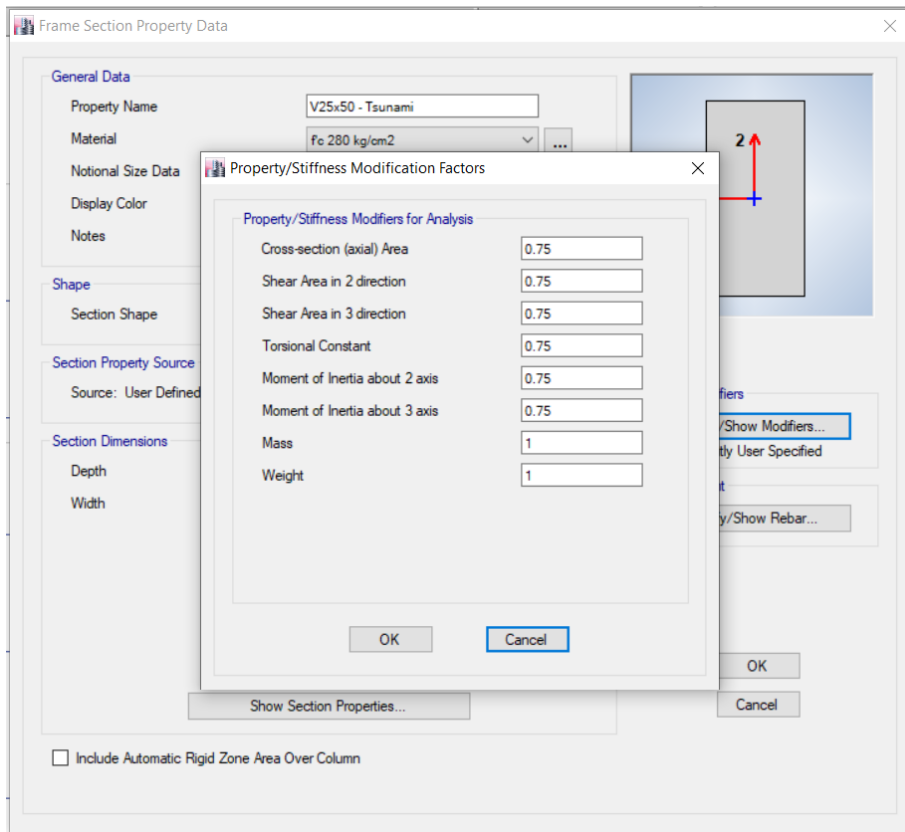
Fuente. Elaboración propia.

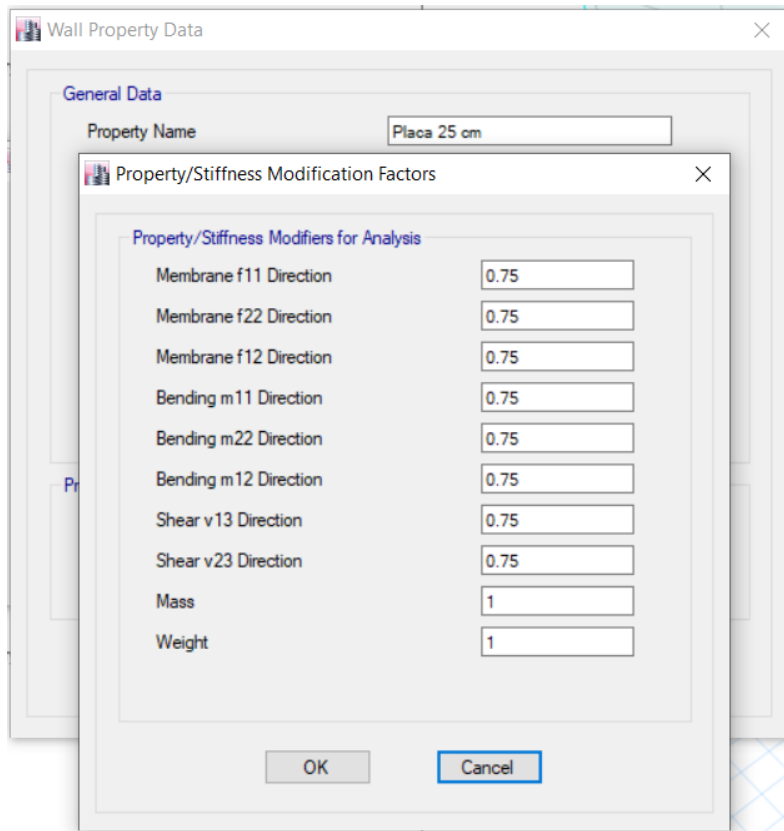
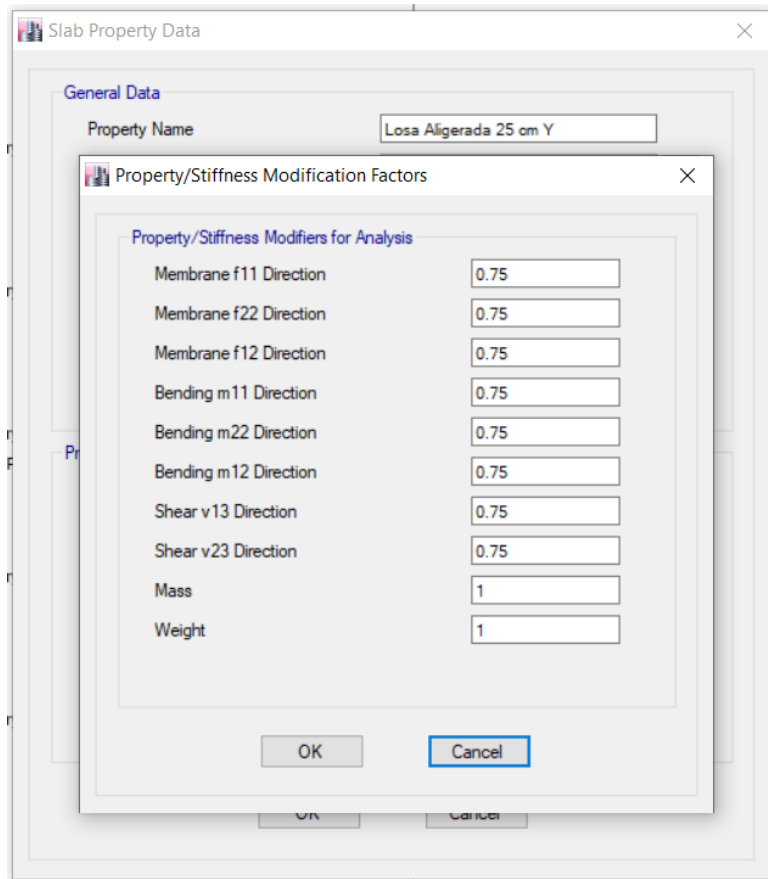
3.7.9 Reducción de rigidez de cada elemento estructural

La reducción de rigidez de cada elemento estructural es causada por el movimiento brusco producido por el sismo de gran magnitud. La manera en que la estructura puede disipar la energía del sismo es mediante las fisuras controladas en los elementos estructurales y no estructurales debiendo, la estructura, permanecer en funcionamiento sin que se produzca daños considerables y, mucho menos, llegando al colapso de la estructura.

La estructura después del sismo quedará con secciones efectivas reducidas a comparación de las secciones de diseño. La norma NTM – 007 indica que la reducción de la rigidez debe ser mínima del 25% post sismo. La aplicación de reducción de rigidez en los elementos estructurales para la muestra representativa de edificaciones se debe realizar de la siguiente manera para las columnas, vigas, losas, placas respectivamente:







3.7.10 Verificación de derivas por cargas de tsunami

Las derivas producidas por las cargas de tsunami se obtienen, para este proyecto, en la dirección en la que el flujo del tsunami impacta contra el edificio, donde también depende de la ubicación del edificio y el ángulo en referencia con la línea del mar. Las derivas consideran el 100% de la fuerza del tsunami y estas fuerzas están aplicadas a una altura de inundación ya antes calculadas.

3.7.10.1 Proyecto “Rivera del Mar”

DERIVAS POR CARGAS DE TSUNAMI					
	EJE	ALTURA	DESPL. ETABS	DESPL. RELAT	DERIVA
PISO 1	1	4	0.026	0.026	0.0065
	4	4	0.026	0.026	0.0065
PISO 2	1	2.8	0.0447	0.0187	0.0067
	4	2.8	0.0452	0.0192	0.0069
PISO 3	1	2.8	0.0623	0.0176	0.0063
	4	2.8	0.0637	0.0185	0.0066
PISO 4	1	2.8	0.0765	0.0142	0.0051
	4	2.8	0.0783	0.0146	0.0052

3.7.10.2 Proyecto “Las Olas”

DERIVAS POR CARGAS DE TSUNAMI					
	EJE	ALTURA	DESPL. ETABS	DESPL. RELAT	DERIVA
Nivel de Acceso	1	1.4	0.000618	0.000618	0.0004
	4	1.4	0.00061	0.00061	0.0004
PISO 1	1	1.4	0.001715	0.001097	0.0008
	4	1.4	0.001623	0.001013	0.0007
PISO 2	1	2.8	0.003818	0.002103	0.0008
	4	2.8	0.003603	0.00198	0.0007
PISO 3	1	2.8	0.005633	0.001815	0.0006
	4	2.8	0.0053	0.001697	0.0006
PISO 4	1	2.8	0.007117	0.001484	0.0005
	4	2.8	0.006677	0.001377	0.0005
PISO 5	1	2.8	0.00857	0.001453	0.0005
	4	2.8	0.008017	0.00134	0.0005
PISO 6	1	2.8	0.009979	0.001409	0.0005
	4	2.8	0.00931	0.001293	0.0005
PISO 7	1	2.8	0.011354	0.001375	0.0005
	4	2.8	0.010568	0.001258	0.0004
PISO 8	1	2.8	0.012707	0.001353	0.0005
	4	2.8	0.011802	0.001234	0.0004
Azotea	1	2.8	0.014033	0.001326	0.0005
	4	2.8	0.013007	0.001205	0.0004

3.7.10.3 Proyecto “Spondylus”

DERIVAS POR CARGAS DE TSUNAMI					
PISO 1 acceso	EJE	ALTURA	DESPL. ETABS	DESPL. RELAT.	DERIVA
	1	2.8	0.000737	0.000737	0.0003
	7	2.8	0.000896	0.000896	0.0003
PISO 2	EJE	ALTURA	DESPL. ETABS	DESPL. RELAT.	DERIVA
	1	2.8	0.002426	0.001689	0.0006
	7	2.8	0.002624	0.001728	0.0006
PISO 3	EJE	ALTURA	DESPL. ETABS	DESPL. RELAT.	DERIVA
	1	2.8	0.004283	0.001857	0.0007
	7	2.8	0.004419	0.001795	0.0006
PISO 4	EJE	ALTURA	DESPL. ETABS	DESPL. RELAT.	DERIVA
	1	2.8	0.005813	0.00153	0.0005
	7	2.8	0.005896	0.001477	0.0005
PISO 5	EJE	ALTURA	DESPL. ETABS	DESPL. RELAT.	DERIVA
	1	2.8	0.007082	0.001269	0.0005
	7	2.8	0.007155	0.001259	0.0004
PISO 6	EJE	ALTURA	DESPL. ETABS	DESPL. RELAT.	DERIVA
	1	2.8	0.008168	0.001086	0.0004
	7	2.8	0.008258	0.001103	0.0004
PISO 7	EJE	ALTURA	DESPL. ETABS	DESPL. RELAT.	DERIVA
	1	2.8	0.009114	0.000946	0.0003
	7	2.8	0.009233	0.000975	0.0003
PISO 8	EJE	ALTURA	DESPL. ETABS	DESPL. RELAT.	DERIVA
	1	2.8	0.009951	0.000837	0.0003
	7	2.8	0.010107	0.000874	0.0003
PISO 9	EJE	ALTURA	DESPL. ETABS	DESPL. RELAT.	DERIVA
	1	2.8	0.010708	0.000757	0.0003
	7	2.8	0.010906	0.000799	0.0003
PISO 10	EJE	ALTURA	DESPL. ETABS	DESPL. RELAT.	DERIVA
	1	2.8	0.011408	0.0007	0.0003
	7	2.8	0.01165	0.000744	0.0003
PISO 11	EJE	ALTURA	DESPL. ETABS	DESPL. RELAT.	DERIVA
	1	2.8	0.012069	0.000661	0.0002
	7	2.8	0.012357	0.000707	0.0003
Azotea	EJE	ALTURA	DESPL. ETABS	DESPL. RELAT.	DERIVA
	1	2.8	0.012707	0.000638	0.0002
	7	2.8	0.013038	0.000681	0.0002

3.7.10.4 Proyecto “Elsa Torres”

DERIVAS POR CARGAS DE TSUNAMI					
PISO 1	EJE	ALTURA	DESPL. ETABS	DESPL. RELAT.	DERIVA
	1	2.8	0.01464	0.01464	0.0052
	4	2.8	0.0118	0.0118	0.0042
PISO 2	EJE	ALTURA	DESPL. ETABS	DESPL. RELAT.	DERIVA
	1	2.8	0.02373	0.00909	0.0032
	4	2.8	0.01949	0.00769	0.0027
PISO 3	EJE	ALTURA	DESPL. ETABS	DESPL. RELAT.	DERIVA
	1	2.8	0.03022	0.00649	0.0023
	4	2.8	0.02476	0.00527	0.0019
PISO 4	EJE	ALTURA	DESPL. ETABS	DESPL. RELAT.	DERIVA
	1	2.8	0.03501	0.00479	0.0017
	4	2.8	0.02843	0.00367	0.0013

3.7.11 Análisis y diseño de los elementos estructurales de los edificios por cargas de tsunami

3.7.11.1 Proyecto “Rivera del Mar”

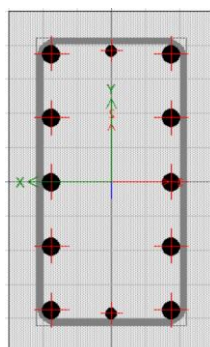
- Diseño de Columnas – Sección 50x30

Cargas actuantes y cargas mayoradas.

PISO 1	CARGA	LOC	P	V2	V3	M2	M3
	MUERTA	0	-32.5664	-0.7727	0.0543	0.0621	-0.8206
		1.4	-32.0624	-0.7727	0.0543	-0.0139	0.2613
		2.8	-31.5584	-0.7727	0.0543	-0.0899	1.3431
	VIVA	0	-8.3282	-0.2965	0.0107	0.0099	-0.3168
		1.4	-8.3282	-0.2965	0.0107	-0.0051	0.0982
		2.8	-8.3282	-0.2965	0.0107	-0.02	0.5132
	T1	0	-11.0667	0.0959	-6.9859	-11.3869	-0.3216
		1.4	-11.3047	0.0959	-6.2019	-2.1554	-0.4559
		2.8	-11.5427	0.0959	-5.4179	5.9784	-0.5902
T2	0	35.1294	1.3628	7.0502	11.4774	1.8667	
	1.4	34.8914	1.3628	6.2662	2.156	-0.0413	
	2.8	34.6534	1.3628	5.4822	-6.0678	-1.9492	

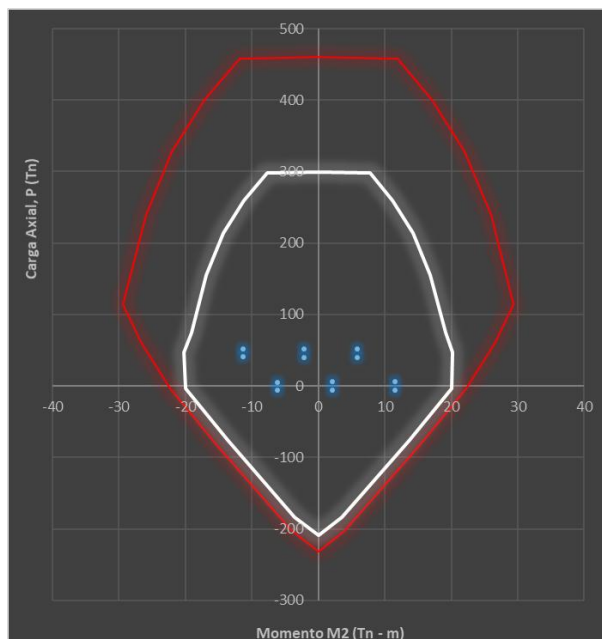
COMBINACIÓN	PU	VU2	VU3	MU2	MU3
1.2D+0.25L+1Ts1	52.23	-0.91	-6.92	-11.31	-1.39
	51.86	-0.91	-6.13	-2.17	-0.12
	51.49	-0.91	-5.35	5.87	1.15
0.9D+1Ts1	40.38	-0.60	-6.94	-11.33	-1.06
	40.16	-0.60	-6.15	-2.17	-0.22
	39.95	-0.60	-5.37	5.90	0.62
1.2D+0.25L+1Ts2	6.03	0.36	7.12	11.55	0.80
	5.67	0.36	6.33	2.14	0.30
	5.30	0.36	5.55	-6.18	-0.21
0.9D+1Ts2	-5.82	0.67	7.10	11.53	1.13
	-6.04	0.67	6.32	2.14	0.19
	-6.25	0.67	5.53	-6.15	-0.74

Sección del elemento y diagrama de interacción.



Diseño de Columna	
Sección:	50x30
Área geométrica:	1500 cm ²
Área de acero:	55.00 cm ²
Cuantía:	3.67%

Imagen N° 271 Diagrama de Interacción de la Columna 50x30 en el Eje Y-Y con cargas por tsunami – Edificio “Rivera del Mar”.



Fuente. Elaboración propia.

- **Diseño de Vigas – Sección 25x40**

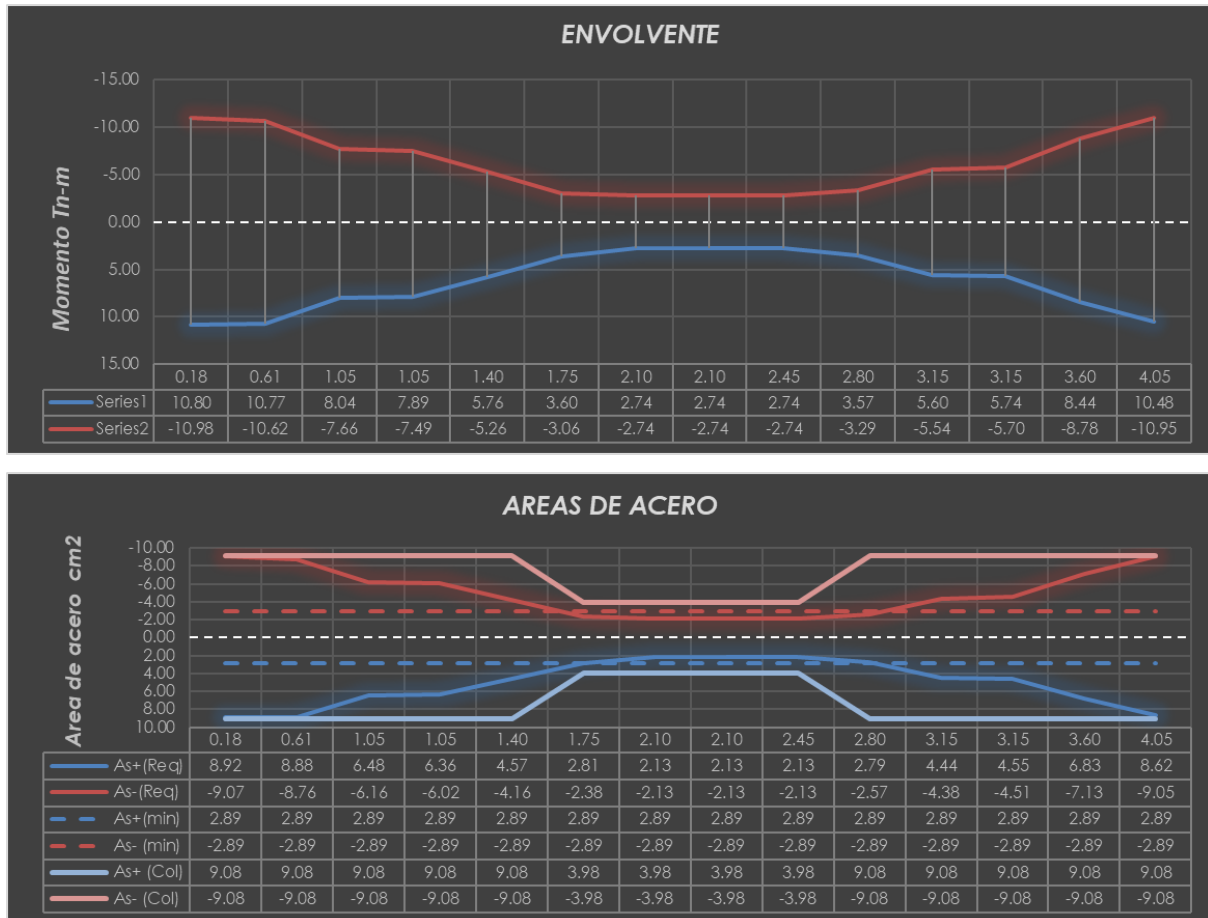
Cargas actuantes y cargas mayoradas.

ESFUERZO	LOC	V2	M3	ESFUERZO	LOC	V2	M3
MUERTA	0.175	-0.6558	-0.2464	VIVA	0.175	-0.1622	-0.0891
	0.6125	-0.5508	0.0176		0.6125	-0.1622	-0.0181
	1.05	-0.4458	0.2356		1.05	-0.1622	0.0529
	1.05	-0.2674	0.2451		1.05	-0.0594	0.0561
	1.4	-0.1834	0.3239		1.4	-0.0594	0.0769
	1.75	-0.0994	0.3734		1.75	-0.0594	0.0976
	2.1	-0.0154	0.3935		2.1	-0.0594	0.1184
	2.1	0.1976	0.3906		2.1	0.0621	0.1181
	2.45	0.2816	0.3068		2.45	0.0621	0.0964
	2.8	0.3656	0.1935		2.8	0.0621	0.0746
	3.15	0.4496	0.0509		3.15	0.0621	0.0529
	3.15	0.6114	0.0374		3.15	0.1524	0.05
	3.6	0.7194	-0.262		3.6	0.1524	-0.0185
	4.05	0.8274	-0.6101		4.05	0.1524	-0.0871

ESFUERZO	LOC	V2	M3	ESFUERZO	LOC	V2	M3
TSUNAMI IDA	0.175	6.8832	11.025	TSUNAMI REGRESO	0.175	-6.3382	-10.66
	0.6125	6.8832	10.7516		0.6125	-6.3382	-10.6404
	1.05	6.8832	7.7402		1.05	-6.3382	-7.8674
	1.05	6.3506	7.5775		1.05	-6.1744	-7.7151
	1.4	6.3506	5.3548		1.4	-6.1744	-5.5541
	1.75	6.3506	3.1321		1.75	-6.1744	-3.393
	2.1	6.3506	0.9094		2.1	-6.1744	-1.232
	2.1	6.039	0.7599		2.1	-6.2918	-1.0805
	2.45	6.039	-1.3537		2.45	-6.2918	1.1217
	2.8	6.039	-3.4674		2.8	-6.2918	3.3238
	3.15	6.039	-5.581		3.15	-6.2918	5.5259
	3.15	6.0793	-5.7297		3.15	-6.6405	5.6852
	3.6	6.0793	-8.4654		3.6	-6.6405	8.6734
	4.05	6.0793	-10.2		4.05	-6.6405	11.025

CARGAS AMPLIFICADAS (COMBINACIONES)								
LOC	TSUNAMI - IDA				TSUNAMI - REGRESO			
	1.2D+1.0Ts+0.25L+1.0 Lref		0.9D+1.0Ts		1.2D+1.0Ts+0.25L+1.0 Lref		0.9D+1.0Ts	
	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3
0.18	6.06	10.71	6.29	10.80	-7.17	-10.98	-6.93	-10.88
0.61	6.18	10.77	6.39	10.77	-7.04	-10.62	-6.83	-10.62
1.05	6.31	8.04	6.48	7.95	-6.91	-7.57	-6.74	-7.66
1.05	6.01	7.89	6.11	7.80	-6.51	-7.41	-6.42	-7.49
1.40	6.12	5.76	6.19	5.65	-6.41	-5.15	-6.34	-5.26
1.75	6.22	3.60	6.26	3.47	-6.31	-2.92	-6.26	-3.06
2.10	6.32	1.41	6.34	1.26	-6.21	-0.73	-6.19	-0.88
2.10	6.29	1.26	6.22	1.11	-6.04	-0.58	-6.11	-0.73
2.45	6.39	-0.96	6.29	-1.08	-5.94	1.51	-6.04	1.40
2.80	6.49	-3.22	6.37	-3.29	-5.84	3.57	-5.96	3.50
3.15	6.59	-5.51	6.44	-5.54	-5.74	5.60	-5.89	5.57
3.15	6.85	-5.67	6.63	-5.70	-5.87	5.74	-6.09	5.72
3.60	6.98	-8.78	6.73	-8.70	-5.74	8.35	-5.99	8.44
4.05	7.11	-10.95	6.82	-10.75	-5.61	10.27	-5.90	10.48

Imagen N° 272 Envoltente y área de acero de la viga por cargas de tsunami – Edificio “Rivera del Mar”.



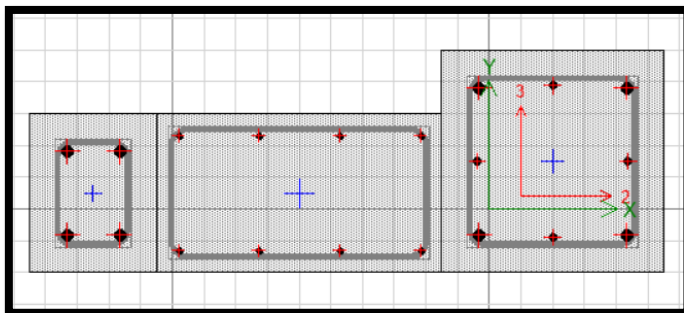
Fuente. Elaboración propia.

- **Diseño de Muros Estructurales**

PISO 1	CARGA	LOC	P	V2	V3	M2	M3	
	MUERTA	Top		-8.3178	0.1943	0.0092	-0.0279	-0.3052
		Bottom		-9.9018	0.1943	0.0092	0.0023	0.3359
	VIVA	Top		-1.0918	0.0045	0.0041	-0.0071	-0.0241
		Bottom		-1.0918	0.0045	0.0041	0.0065	-0.0093
	T1	Top		82.4865	-54.9114	0.2008	0.1592	53.7662
		Bottom		83.0673	-54.9114	0.2008	0.8217	-127.442
	T2	Top		-79.4499	54.7539	-0.2144	-0.1262	-53.2987
		Bottom		-78.8691	54.7539	-0.2144	-0.8337	127.3891

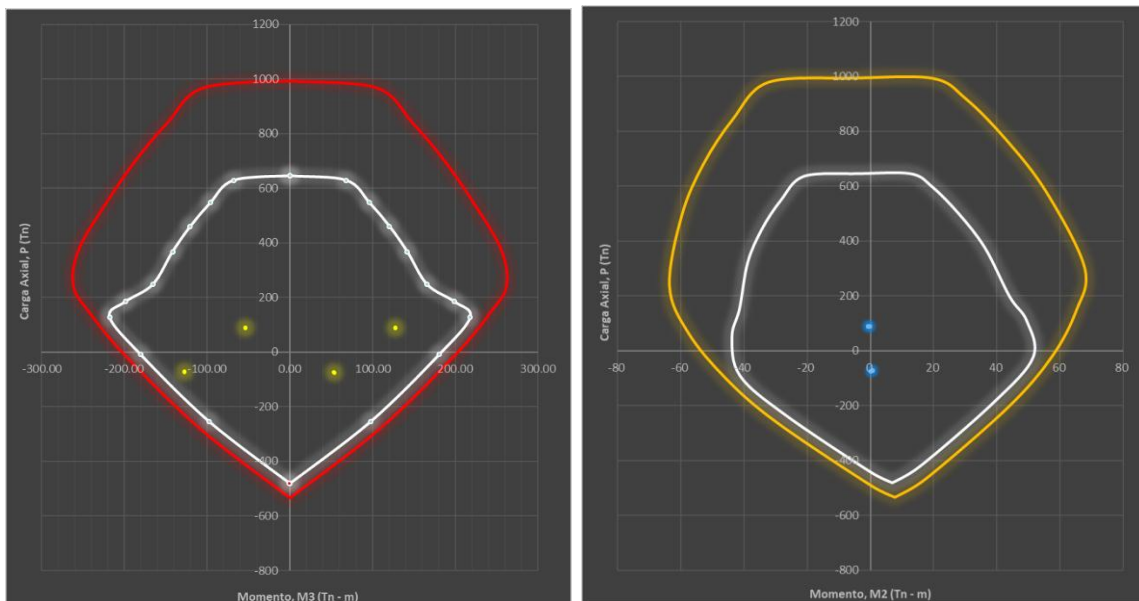
COMBINACIÓN	PU	VU2	VU3	MU2	MU3
1.2D+0.25L+1Ts1	-72.23	-54.68	0.21	0.12	53.39
	-70.91	-54.68	0.21	0.83	-127.04
0.9D+1Ts1	-75.00	-54.74	0.21	0.13	53.49
	-74.16	-54.74	0.21	0.82	-127.14
1.2D+0.25L+1Ts2	89.70	54.99	-0.20	-0.16	-53.67
	91.02	54.99	-0.20	-0.83	127.79
0.9D+1Ts2	86.94	54.93	-0.21	-0.15	-53.57
	87.78	54.93	-0.21	-0.83	127.69

Sección del elemento y diagrama de interacción.



Diseño de Placa	
Espesor:	25 cm
Cuantía h:	0.0028
Cuantía v:	0.0023

Imagen N° 273 Diagrama de Interacción de la Placa en el Eje X-X y Eje Y-Y respectivamente por cargas de tsunami – Edificio “Rivera del Mar”.

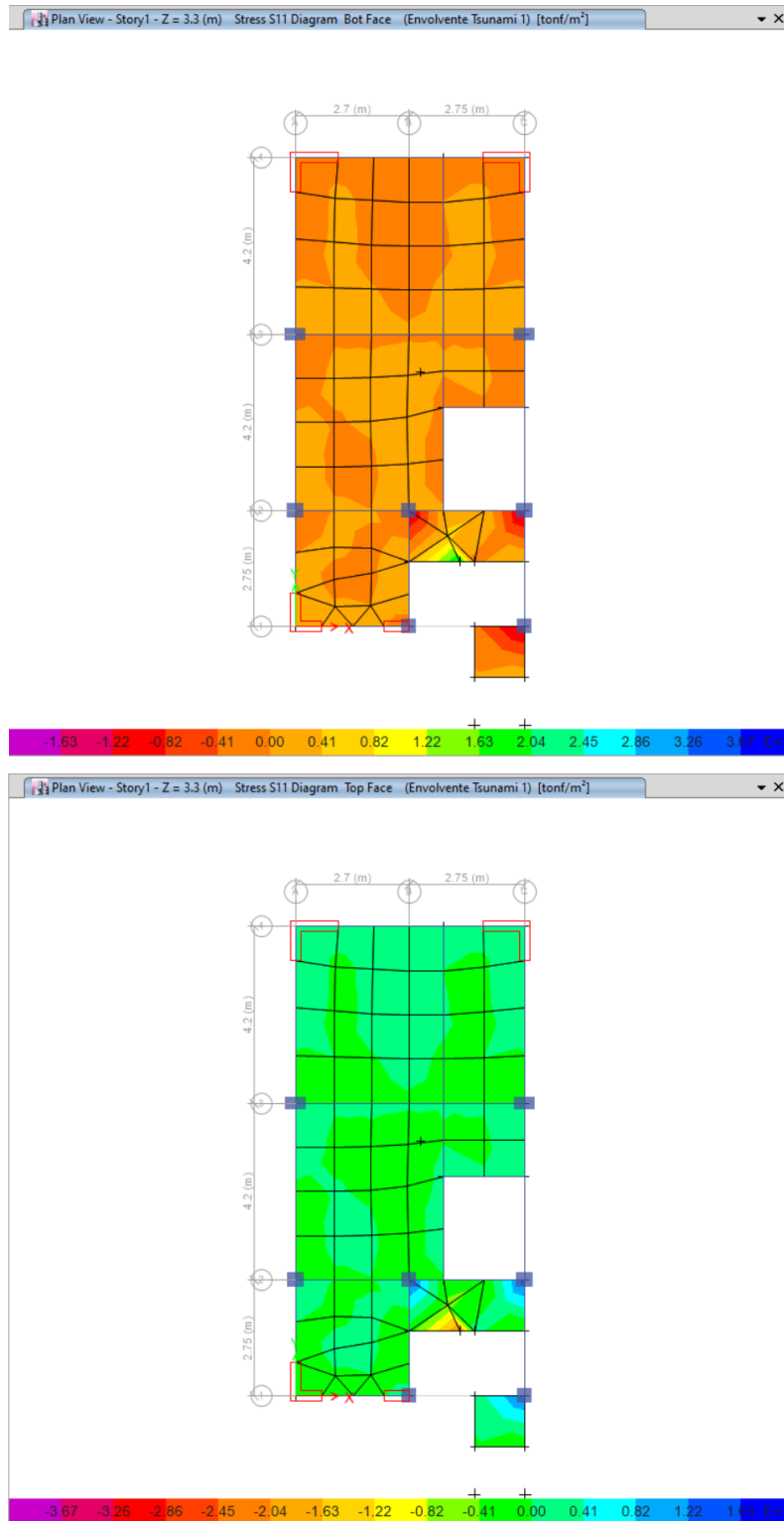


Fuente. Elaboración propia.

- **Diseño de Losas Aligeradas**

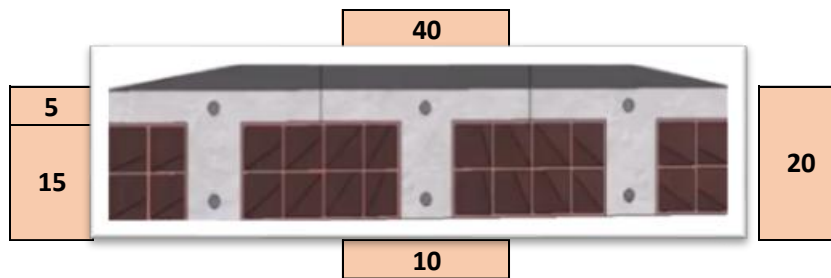
Esfuerzos mayorados máximos y mínimos aplicados en la losa aligerada.

Imagen N° 274 Esfuerzos mayorados máximos y mínimos aplicados en la losa aligerada por cargas de tsunami – Edificio “Rivera del Mar”



Fuente. Elaboración propia.

LOSA ALIGERADA EN 1 DIRECCION



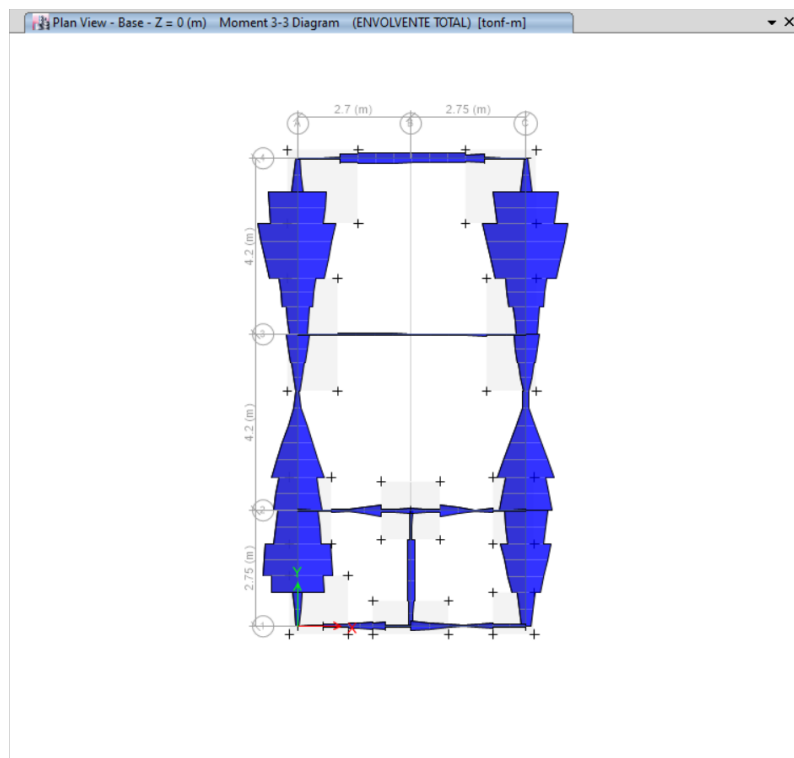
b	10.00 cm	Mu	1.05 tn.m
h	20.00 cm	Mu	0.42 tn.(40cm)
d	16.73 cm	Asmin (-)	0.56 cm ²
f'c	280 kg/cm ²	Asmin (+)	0.84 cm ²
fy	4200 kg/cm ²	Asmax	3.56 cm ²

$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot f'c \cdot y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

As = 0.69 cm² Correcto

- Diseño de Vigas de Conexión

Imagen N° 275 Esfuerzos mayorados máximos y mínimos aplicados en la viga de conexión por cargas de tsunami – Edificio “Riviera del Mar”.



Fuente. Elaboración propia.

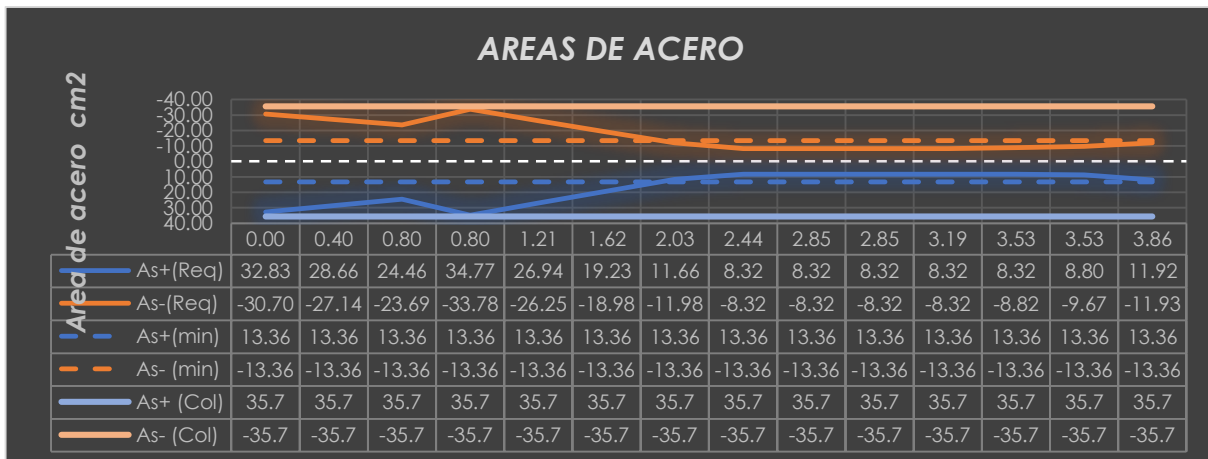
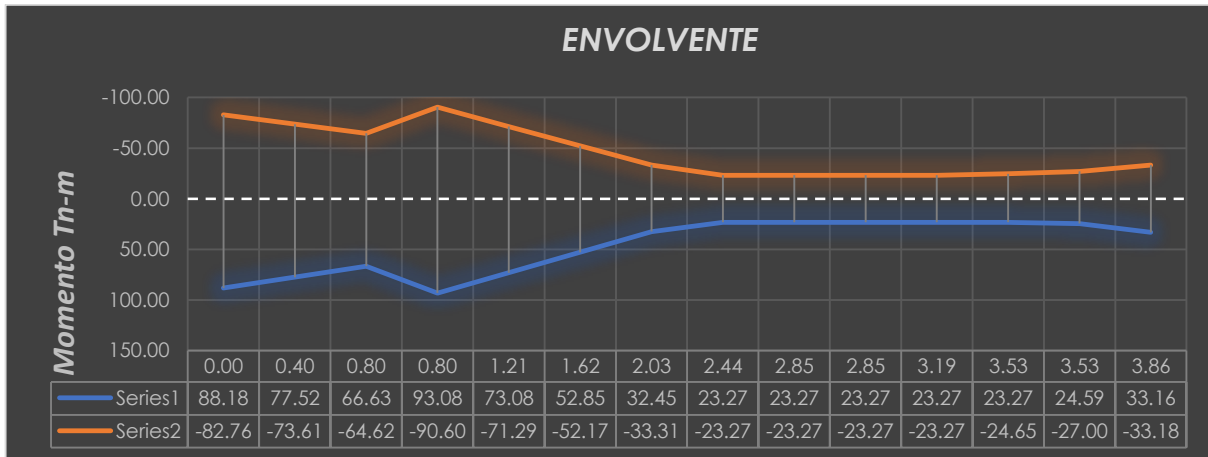
Esfuerzos mayorados en las vigas de cimentación de sección 50x100.

ESFUERZO	LOC	V2	M3	ESFUERZO	LOC	V2	M3
MUERTA	0	2.1049	2.8741	VIVA	0	0.4275	0.8734
	0.4	2.5849	1.9361		0.4	0.4275	0.7023
	0.8	3.0649	0.8062		0.8	0.4275	0.5313
	0.8	0.6389	0.8956		0.8	0.075	0.7264
	1.21	1.1309	0.5328		1.21	0.075	0.6956
	1.62	1.6229	-0.0318		1.62	0.075	0.6649
	2.03	2.1149	-0.798		2.03	0.075	0.6342
	2.44	2.6069	-1.766		2.44	0.075	0.6034
	2.85	3.0989	-2.9356		2.85	0.075	0.5727
	2.85	-0.9825	-2.0682		2.85	-0.3698	0.4013
	3.1875	-0.5775	-1.805		3.1875	-0.3698	0.5261
	3.525	-0.1725	-1.6784		3.525	-0.3698	0.651
	3.525	-5.2551	-0.8673		3.525	-1.2523	0.7455
	3.8625	-4.8501	0.8379		3.8625	-1.2523	1.1682
4.2	-4.4451	2.4065	4.2	-1.2523	1.5909		

ESFUERZO	LOC	V2	M3	ESFUERZO	LOC	V2	M3
TSUNAMI IDA	0	23.7302	84.513	TSUNAMI REGRESO	0	-25.003	-85.3492
	0.4	23.7302	75.021		0.4	-25.003	-75.348
	0.8	23.7302	65.5289		0.8	-25.003	-65.3468
	0.8	47.6877	91.8233		0.8	-47.8766	-91.4018
	1.21	47.6877	72.2714		1.21	-47.8766	-71.7724
	1.62	47.6877	52.7194		1.62	-47.8766	-52.143
	2.03	47.6877	33.1675		2.03	-47.8766	-32.5136
	2.44	47.6877	13.6155		2.44	-47.8766	-12.8842
	2.85	47.6877	-5.9365		2.85	-47.8766	6.7452
	2.85	24.0061	-6.5988		2.85	-22.8311	7.1194
	3.1875	24.0061	-14.7008		3.1875	-22.8311	14.8249
	3.525	24.0061	-22.8029		3.525	-22.8311	22.5304
	3.525	23.0874	-26.1416		3.525	-19.2284	25.3729
	3.8625	23.0874	-33.9336		3.8625	-19.2284	31.8625
4.2	23.0874	-41.7256	4.2	-19.2284	38.3521		

CARGAS AMPLIFICADAS (COMBINACIONES)								
LOC	TSUNAMI - IDA				TSUNAMI - REGRESO			
	1.2D+1.0Ts+0.25L+1.0 Lref		0.9D+1.0Ts		1.2D+1.0Ts+0.25L+1.0 Lref		0.9D+1.0Ts	
	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3
0.00	26.36	88.18	25.62	87.10	-22.37	-81.68	-23.11	-82.76
0.40	26.94	77.52	26.06	76.76	-21.79	-72.85	-22.68	-73.61
0.80	27.51	66.63	26.49	66.25	-21.22	-64.25	-22.24	-64.62
0.80	48.47	93.08	48.26	92.63	-47.09	-90.15	-47.30	-90.60
1.21	49.06	73.08	48.71	72.75	-46.50	-70.96	-46.86	-71.29
1.62	49.65	52.85	49.15	52.69	-45.91	-52.01	-46.42	-52.17
2.03	50.24	32.37	49.59	32.45	-45.32	-33.31	-45.97	-33.23
2.44	50.83	11.65	50.03	12.03	-44.73	-14.85	-45.53	-14.47
2.85	51.43	-9.32	50.48	-8.58	-44.14	3.37	-45.09	4.10
2.85	22.73	-8.98	23.12	-8.46	-24.10	4.74	-23.72	5.26
3.19	23.22	-16.74	23.49	-16.33	-23.62	12.79	-23.35	13.20
3.53	23.71	-24.65	23.85	-24.31	-23.13	20.68	-22.99	21.02
3.53	16.47	-27.00	18.36	-26.92	-25.85	24.52	-23.96	24.59
3.86	16.95	-32.64	18.72	-33.18	-25.36	33.16	-23.59	32.62
4.20	17.44	-38.44	19.09	-39.56	-24.88	41.64	-23.23	40.52

Imagen N° 276 Envoltente y áreas de acero en la viga de conexión por cargas de tsunami – Edificio “Rivera del Mar”



Fuente. Elaboración propia.

3.7.11.2 Proyecto “Las Olas”

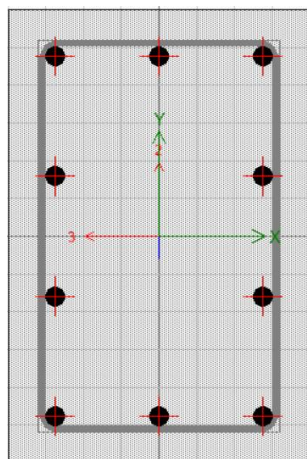
- Diseño de Columnas – Sección 60x40

Cargas actuantes y cargas mayoradas.

	CARGA	LOC	P	V2	V3	M2	M3
PISO 1	MUERTA	0	-17.58	-0.23	0.39	-0.16	-0.13
		0.5	-17.15	-0.23	0.39	-0.36	-0.01
		1	-16.72	-0.23	0.39	-0.56	0.11
	VIVA	0	-11.57	-0.16	0.25	0.07	-0.04
		0.5	-11.57	-0.16	0.25	-0.05	0.04
		1	-11.57	-0.16	0.25	-0.18	0.11
	T1	0	1.45	1.07	4.22	2.56	0.66
		0.5	1.39	1.07	4.03	0.5	0.13
		1	1.32	1.07	3.83	-1.46	-0.4
	T2	0	3.78	-1.01	-4.36	-2.61	-0.62
		0.5	3.71	-1.01	-4.17	-0.48	-0.12
		1	3.65	-1.01	-3.97	1.56	0.39

COMBINACIÓN	PU	VU2	VU3	MU2	MU3
1.2D+0.25L+1Ts1	22.54	0.75	4.75	2.39	0.49
	22.08	0.75	4.56	0.06	0.13
	21.64	0.75	4.36	-2.18	-0.24
0.9D+1Ts1	14.37	0.86	4.57	2.42	0.54
	14.05	0.86	4.38	0.18	0.12
	13.73	0.86	4.18	-1.96	-0.30
1.2D+0.25L+1Ts2	20.21	-1.33	-3.83	-2.78	-0.79
	19.76	-1.33	-3.64	-0.92	-0.12
	19.31	-1.33	-3.44	0.84	0.55
0.9D+1Ts2	12.04	-1.22	-4.01	-2.75	-0.74
	11.73	-1.22	-3.82	-0.80	-0.13
	11.40	-1.22	-3.62	1.06	0.49

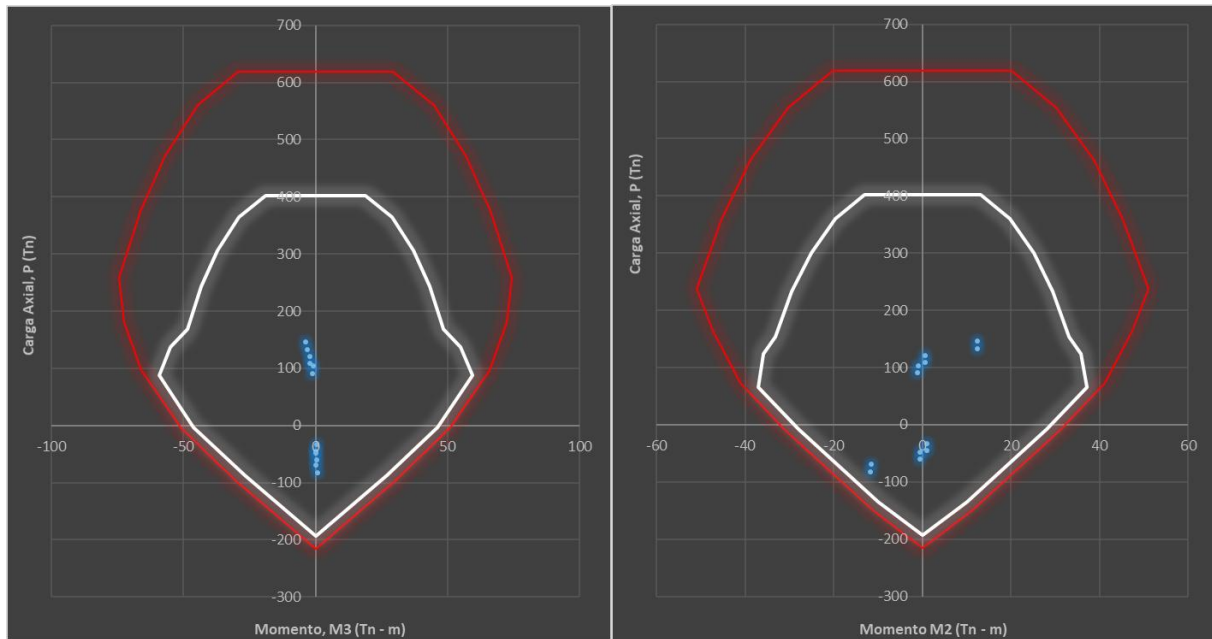
Sección del elemento y diagrama de interacción.



Diseño de Columna

Sección: 60x40
 Área geométrica: 2400 cm²
 Área de acero: 51.00 cm²
 Cuantía: 2.13%

Imagen N° 277 Diagrama de Interacción de la Columna 50x30 en el Eje X-X y Eje Y-Y respectivamente por cargas de tsunami – Edificio “Las Olas”.



Fuente. Elaboración propia.

- **Diseño de Vigas – Sección 25x40**

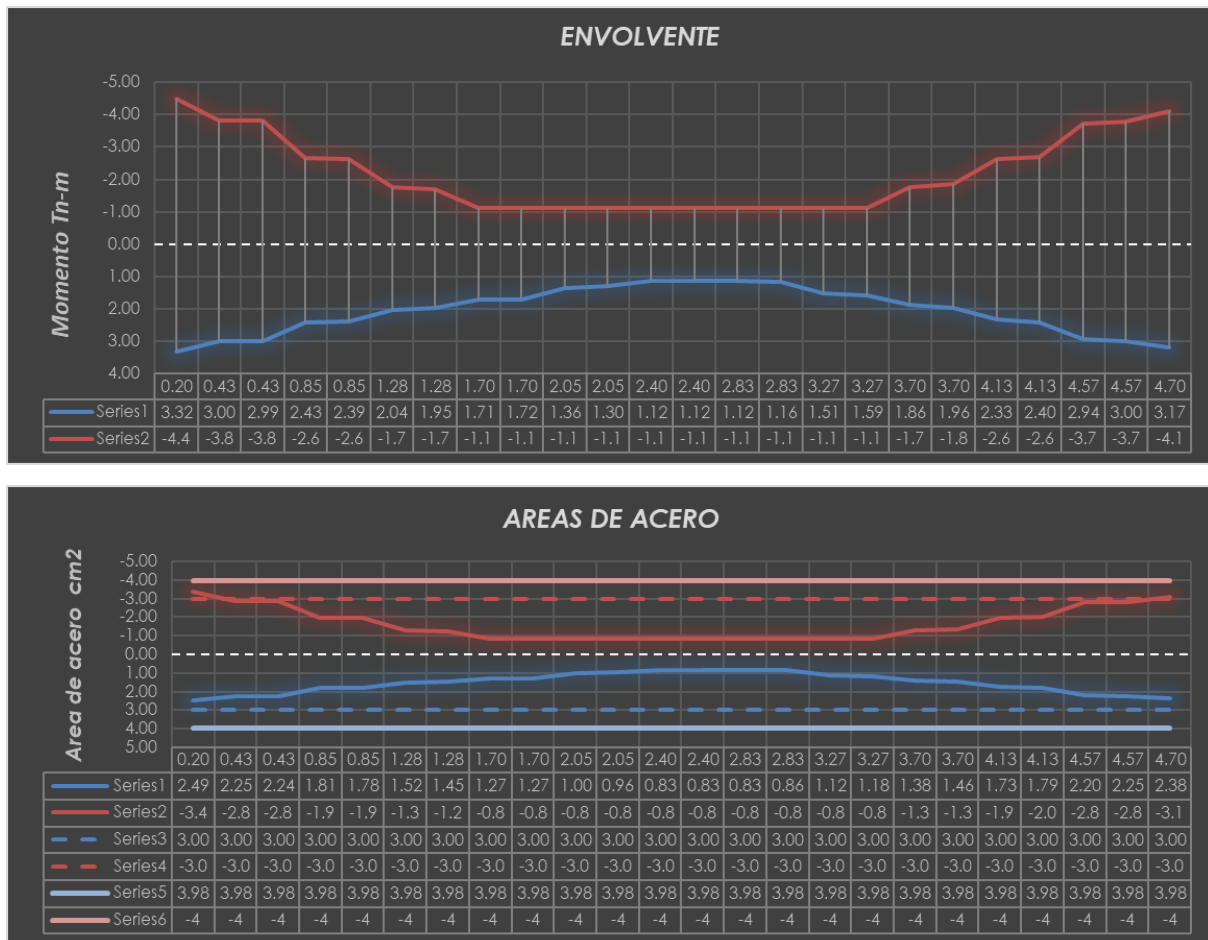
Cargas actuantes y cargas mayoradas.

	ESFUERZO	LOC	V2	M3		ESFUERZO	LOC	V2	M3
MUERTA		0.2	-3.27	-2.05	VIVA		0.2	-1.05	-0.61
		0.425	-3.21	-1.32			0.425	-1.05	-0.38
		0.425	-2.79	-1.52			0.425	-0.86	-0.46
		0.85	-2.69	-0.36			0.85	-0.86	-0.09
		0.85	-2.28	-0.48			0.85	-0.68	-0.14
		1.275	-2.18	0.47			1.275	-0.68	0.15
		1.275	-1.77	0.36			1.275	-0.5	0.1
		1.7	-1.67	1.09			1.7	-0.5	0.32
		1.7	-0.88	1.09			1.7	-0.27	0.31
		2.05	-0.8	1.38			2.05	-0.27	0.4
		2.05	-0.48	1.35			2.05	-0.14	0.39
		2.4	-0.4	1.5			2.4	-0.14	0.44
		2.4	0.37	1.51			2.4	0.09	0.45
		2.8333	0.48	1.33			2.8333	0.09	0.41
		2.8333	0.9	1.36			2.8333	0.27	0.42
		3.2667	1	0.95			3.2667	0.27	0.3
		3.2667	1.43	0.99			3.2667	0.46	0.32
		3.7	1.53	0.35			3.7	0.46	0.12
		3.7	1.96	0.41			3.7	0.66	0.15
		4.1333	2.06	-0.46			4.1333	0.66	-0.14
	4.1333	2.48	-0.39		4.1333	0.85	-0.1		
	4.5667	2.58	-1.48		4.5667	0.85	-0.47		
	4.5667	2.97	-1.34		4.5667	1.02	-0.4		
	4.7	3	-1.74		4.7	1.02	-0.54		

ESFUERZO	LOC	V2	M3	ESFUERZO	LOC	V2	M3
TSUNAMI IDA	0.2	4.32	5.16	TSUNAMI REGRESO	0.2	1.18	-1.88
	0.425	4.32	4.19		0.425	1.18	-2.15
	0.425	3.79	4.36		0.425	0.75	-1.89
	0.85	3.79	2.75		0.85	0.75	-2.21
	0.85	3.26	2.82		0.85	0.31	-2.03
	1.275	3.26	1.44		1.275	0.31	-2.17
	1.275	2.76	1.49		1.275	-0.11	-2.02
	1.7	2.76	0.32		1.7	-0.11	-1.97
	1.7	2.07	0.33		1.7	-0.65	-1.95
	2.05	2.07	-0.4		2.05	-0.65	-1.73
	2.05	1.72	-0.42		2.05	-0.96	-1.64
	2.4	1.72	-1.02		2.4	-0.96	-1.3
	2.4	1.11	-1.06		2.4	-1.54	-1.31
	2.8333	1.11	-1.54		2.8333	-1.54	-0.64
	2.8333	0.62	-1.63		2.8333	-2.01	-0.58
	3.2667	0.62	-1.9		3.2667	-2.01	0.29
	3.2667	0.11	-2.02		3.2667	-2.51	0.32
	3.7	0.11	-2.07		3.7	-2.51	1.41
	3.7	-0.39	-2.22		3.7	-3.02	1.43
	4.1333	-0.39	-2.05		4.1333	-3.02	2.74
4.1333	-0.87	-2.2	4.1333	-3.51	2.75		
4.5667	-0.87	-1.83	4.5667	-3.51	4.27		
4.5667	-1.28	-2.06	4.5667	-3.95	4.21		
4.7	-1.28	-1.89	4.7	-3.95	4.74		

CARGAS AMPLIFICADAS (COMBINACIONES)								
LOC	TSUNAMI - IDA				TSUNAMI - REGRESO			
	1.2D+1.0Ts+0.25L+1.0 Lref		0.9D+1.0Ts		1.2D+1.0Ts+0.25L+1.0 Lref		0.9D+1.0Ts	
	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3
0.20	0.13	2.55	1.38	3.32	-3.01	-4.49	-1.76	-3.73
0.43	0.21	2.51	1.43	3.00	-2.93	-3.83	-1.71	-3.34
0.43	0.23	2.42	1.28	2.99	-2.81	-3.83	-1.76	-3.26
0.85	0.35	2.30	1.37	2.43	-2.69	-2.66	-1.67	-2.53
0.85	0.35	2.21	1.21	2.39	-2.60	-2.64	-1.74	-2.46
1.28	0.47	2.04	1.30	1.86	-2.48	-1.57	-1.65	-1.75
1.28	0.51	1.95	1.17	1.81	-2.36	-1.56	-1.70	-1.70
1.70	0.63	1.71	1.26	1.30	-2.24	-0.58	-1.61	-0.99
1.70	0.95	1.72	1.28	1.31	-1.77	-0.56	-1.44	-0.97
2.05	1.04	1.36	1.35	0.84	-1.68	0.03	-1.37	-0.49
2.05	1.11	1.30	1.29	0.80	-1.57	0.08	-1.39	-0.43
2.40	1.21	0.89	1.36	0.33	-1.48	0.61	-1.32	0.05
2.40	1.58	0.86	1.44	0.30	-1.07	0.61	-1.21	0.05
2.83	1.71	0.16	1.54	-0.34	-0.94	1.06	-1.11	0.56
2.83	1.77	0.11	1.43	-0.41	-0.86	1.16	-1.20	0.64
3.27	1.89	-0.69	1.52	-1.05	-0.74	1.51	-1.11	1.15
3.27	1.94	-0.75	1.40	-1.13	-0.68	1.59	-1.22	1.21
3.70	2.06	-1.62	1.49	-1.76	-0.56	1.86	-1.13	1.73
3.70	2.13	-1.69	1.37	-1.85	-0.50	1.96	-1.26	1.80
4.13	2.25	-2.64	1.46	-2.46	-0.38	2.15	-1.17	2.33
4.13	2.32	-2.69	1.36	-2.55	-0.32	2.26	-1.28	2.40
4.57	2.44	-3.72	1.45	-3.16	-0.20	2.38	-1.19	2.94
4.57	2.54	-3.77	1.39	-3.27	-0.13	2.50	-1.28	3.00
4.70	2.58	-4.11	1.42	-3.46	-0.10	2.52	-1.25	3.17

Imagen N° 278 Envolvente y áreas de acero de la viga por cargas de tsunami – Edificio “Las Olas”.



Fuente. Elaboración propia.

- **Diseño de Muros Estructurales**

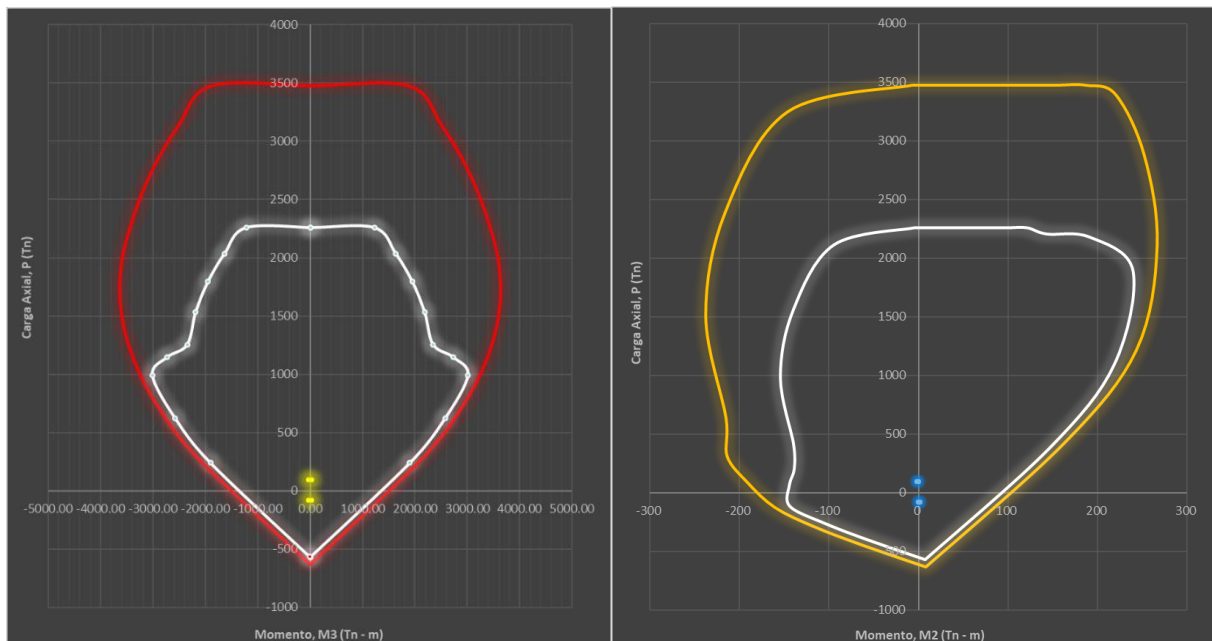
PISO 1	CARGA	LOC	P	V2	V3	M2	M3	
	MUERTA	Top		-9.7405	-0.7599	-0.103	0.307	1.4654
		Bottom		-11.3725	-0.7599	-0.103	-0.1049	-1.574
	VIVA	Top		-2.3041	-0.2618	-0.0494	0.1321	0.5058
		Bottom		-2.3041	-0.2618	-0.0494	-0.0656	-0.5415
	T1	Top		90.5142	-15.0457	-3.8693	-0.8337	30.2272
		Bottom		91.2622	-15.0457	5.2767	1.981	-29.9554
	T2	Top		-83.3854	17.2384	4.1682	0.0151	-34.4134
		Bottom		-82.6374	17.2384	-4.9778	-1.6042	34.5404

COMBINACIÓN	PU	VU2	VU3	MU2	MU3
1.2D+0.25L+1Ts1	-78.25	-16.02	-4.01	-0.43	32.11
	-77.04	-16.02	5.14	1.84	-31.98
0.9D+1Ts1	-81.75	-15.73	-3.96	-0.56	31.55
	-81.03	-15.73	5.18	1.89	-31.37
1.2D+0.25L+1Ts2	95.65	16.26	4.03	0.42	-32.53
	96.86	16.26	-5.11	-1.75	32.52
0.9D+1Ts2	92.15	16.55	4.08	0.29	-33.09
	92.87	16.55	-5.07	-1.70	33.12

Sección del elemento y diagrama de interacción.



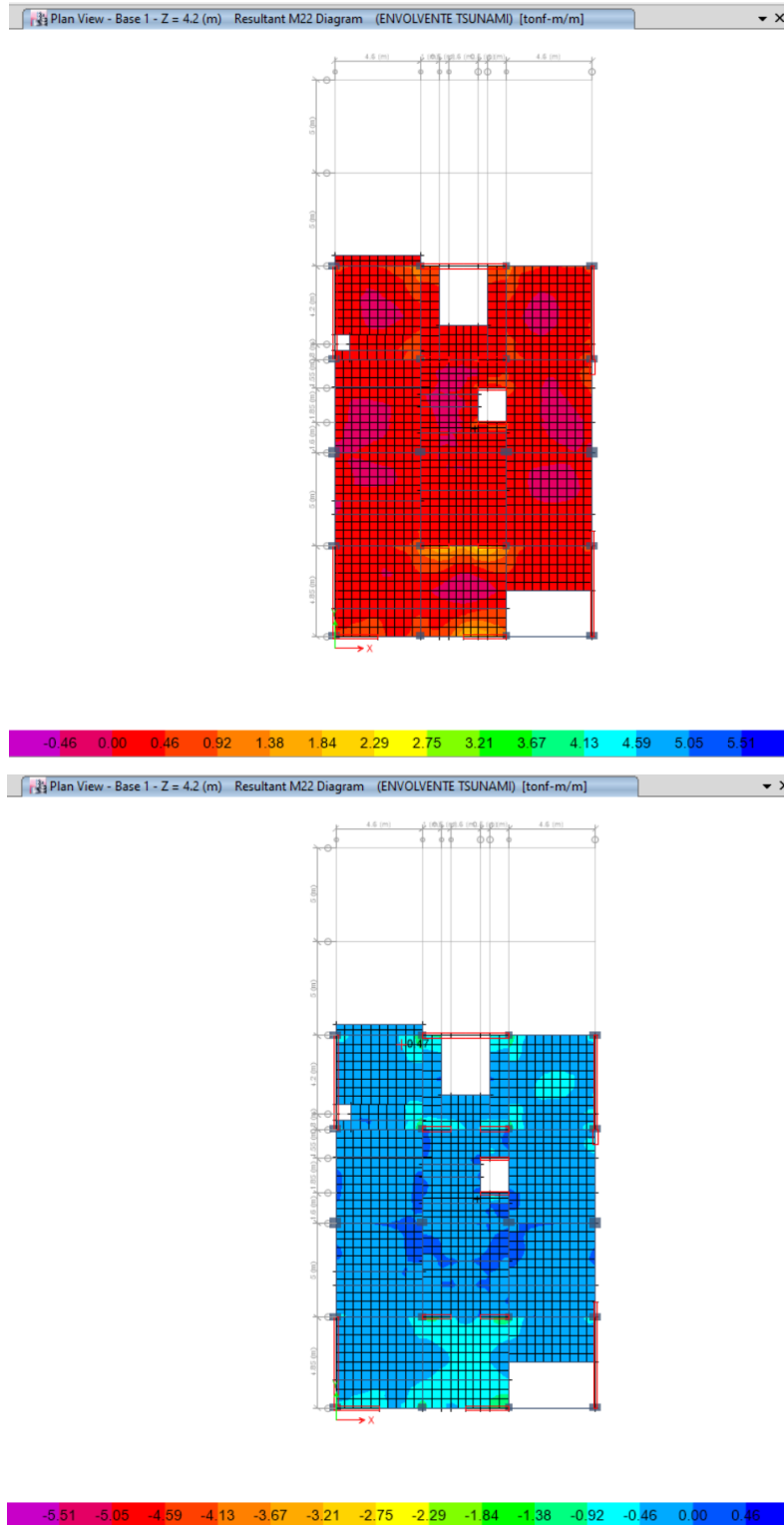
Imagen N° 279 Diagrama de Interacción de la Placa en el Eje X-X y Eje Y-Y respectivamente por cargas de tsunami – Edificio “Las Olas”.



Fuente. Elaboración propia.

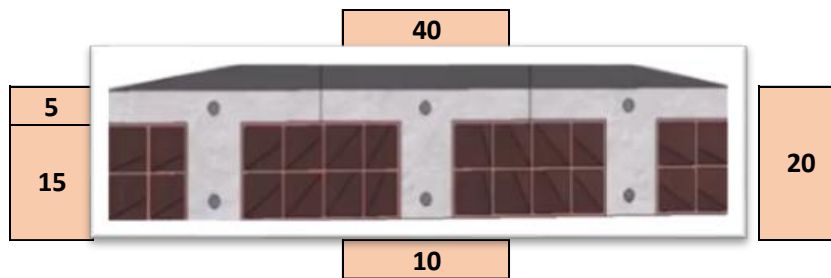
- **Diseño de Losas Aligeradas**

Imagen N° 280 Esfuerzos mayorados máximos y mínimos aplicados en la losa aligerada por cargas de tsunami – Edificio “Las Olas”



Fuente. Elaboración propia.

LOSA ALIGERADA EN 1 DIRECCION

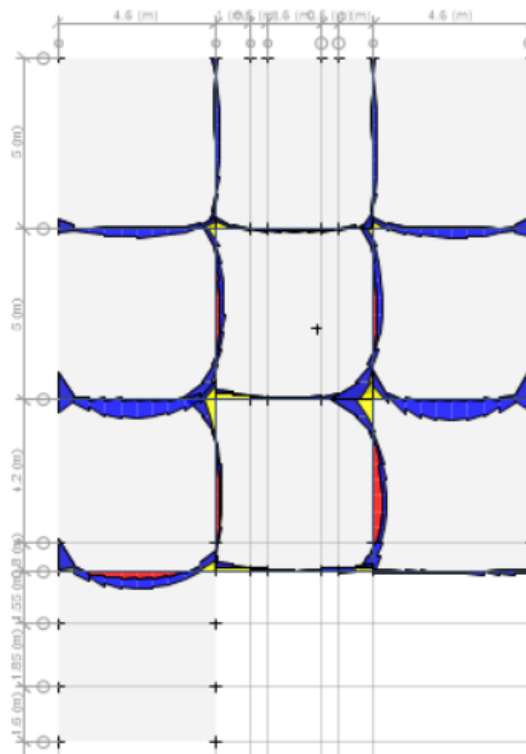


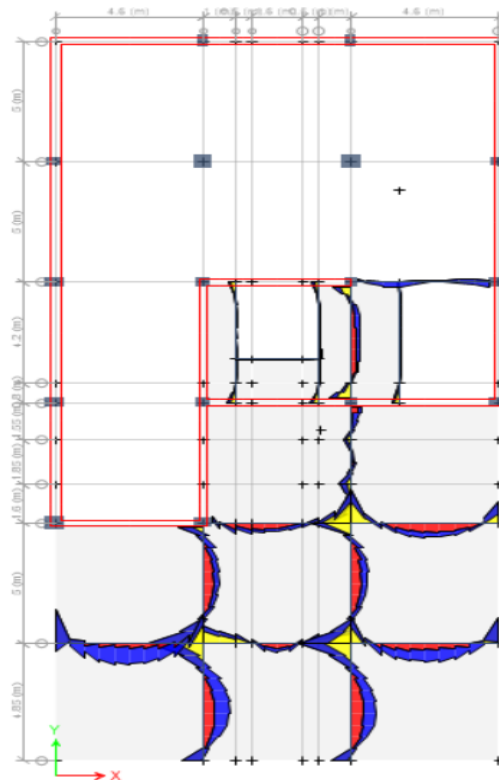
b	10.00 cm	Mu	1.05 tn.m
h	20.00 cm	Mu	0.42 tn.(40cm)
d	16.73 cm	Asmin (-)	0.56 cm ²
f'c	280 kg/cm ²	Asmin (+)	0.84 cm ²
fy	4200 kg/cm ²	Asmax	3.56 cm ²

$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot f'c \cdot y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

As = 0.69 cm² Correcto

Imagen N° 281 Momentos por cargas últimas o mayoradas aplicadas en la viga de conexión a nivel de sótano por cargas de tsunami – Edificio “Las Olas”.





Fuente. Elaboración propia.

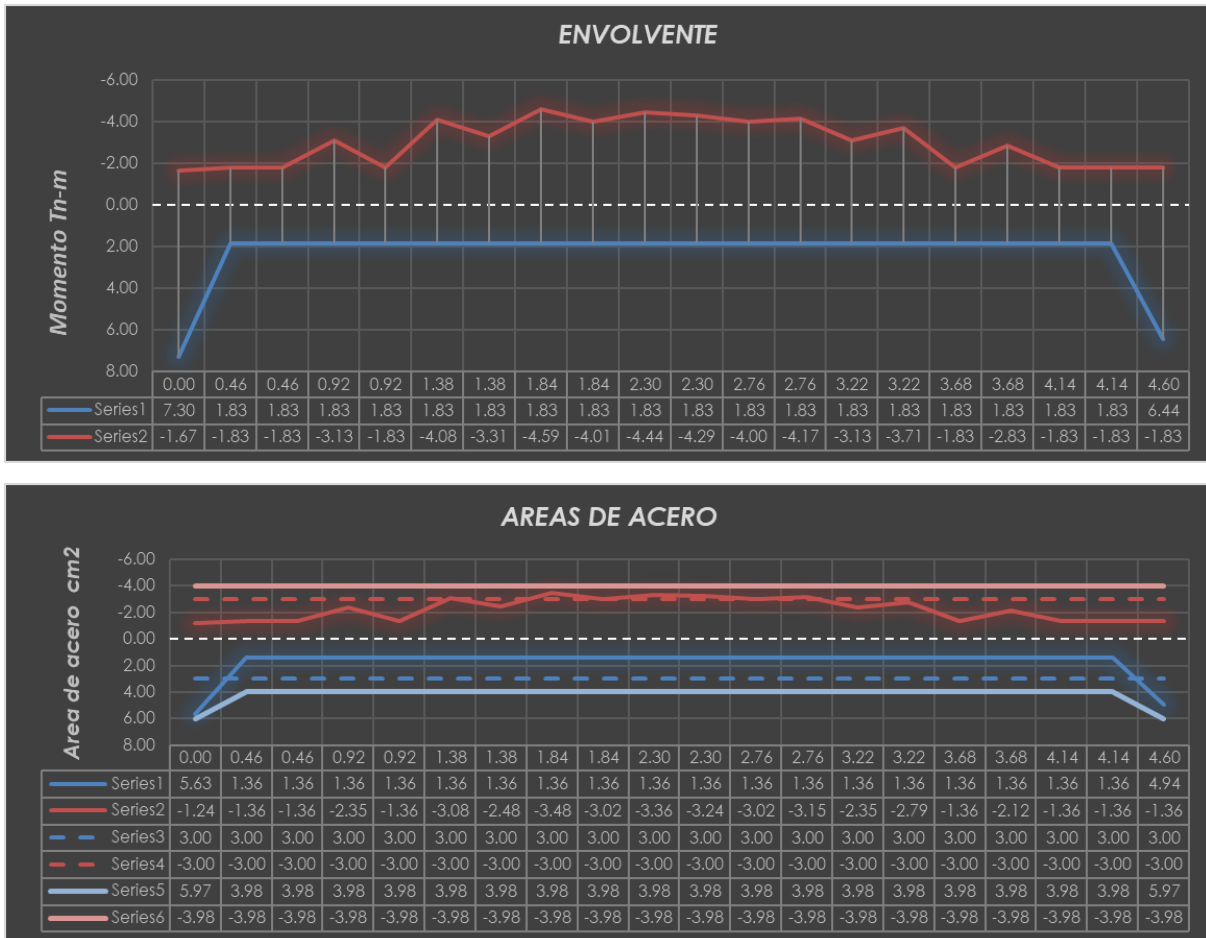
Esfuerzos mayorados en las vigas de cimentación.

ESFUERZO	LOC	V2	M3	ESFUERZO	LOC	V2	M3
MUERTA	0	5.64	3.3	VIVA	0	0.83	0.37
	0.46	5.89	0.65		0.46	0.83	-0.01
	0.46	3.46	0.08		0.46	0.51	-0.07
	0.92	3.7	-1.57		0.92	0.51	-0.31
	0.92	2.01	-1.43		0.92	0.3	-0.31
	1.38	2.26	-2.41		1.38	0.3	-0.44
	1.38	0.82	-2.47		1.38	0.11	-0.47
	1.84	1.07	-2.91		1.84	0.11	-0.52
	1.84	-0.23	-3.02		1.84	-0.08	-0.58
	2.3	0.02	-2.97		2.3	-0.08	-0.54
	2.3	-1.33	-3.28		2.3	-0.3	-0.63
	2.76	-1.08	-2.73		2.76	-0.3	-0.5
	2.76	-2.64	-3.26		2.76	-0.59	-0.64
	3.22	-2.39	-2.1		3.22	-0.59	-0.37
	3.22	-4.48	-2.91		3.22	-1.03	-0.58
	3.68	-4.23	-0.9		3.68	-1.03	-0.1
3.68	-7.48	-2.18	3.68	-1.77	-0.43		
4.14	-7.23	1.2	4.14	-1.77	0.38		
4.14	-14.09	-0.17	4.14	-3.41	0.04		
4.6	-13.84	6.25	4.6	-3.41	1.61		

ESFUERZO	LOC	V2	M3	ESFUERZO	LOC	V2	M3
TSUNAMI IDA	0	7.52	3.25	TSUNAMI REGRESO	0	-10.05	-4.64
	0.46	7.52	-0.21		0.46	-10.05	-0.02
	0.46	4.16	0.74		0.46	-5.75	-0.69
	0.92	4.16	-1.17		0.92	-5.75	1.95
	0.92	2.54	0.09		0.92	-3.48	0.67
	1.38	2.54	-1.08		1.38	-3.48	2.27
	1.38	1.61	-0.23		1.38	-2	1.49
	1.84	1.61	-0.97		1.84	-2	2.4
	1.84	1.1	-0.24		1.84	-0.97	1.77
	2.3	1.1	-0.74		2.3	-0.97	2.22
	2.3	0.88	-0.2		2.3	-0.18	1.88
	2.76	0.88	-0.6		2.76	-0.18	1.96
	2.76	0.92	-0.1		2.76	0.5	1.79
	3.22	0.92	-0.52		3.22	0.5	1.55
	3.22	1.21	-0.07		3.22	1.25	1.59
	3.68	1.21	-0.63		3.68	1.25	1.01
	3.68	1.9	-0.11		3.68	2.29	1.26
	4.14	1.9	-0.98		4.14	2.29	0.2
4.14	3.62	-0.55	4.14	4.4	0.57		
4.6	3.62	-2.21	4.6	4.4	-1.46		

CARGAS AMPLIFICADAS (COMBINACIONES)								
LOC	TSUNAMI - IDA				TSUNAMI - REGRESO			
	1.2D+1.0Ts+0.25L+1.0 Lref		0.9D+1.0Ts		1.2D+1.0Ts+0.25L+1.0 Lref		0.9D+1.0Ts	
	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3
0.00	14.50	7.30	12.60	6.22	-3.07	-0.59	-4.97	-1.67
0.46	14.80	0.57	12.82	0.38	-2.77	0.76	-4.75	0.57
0.46	8.44	0.82	7.27	0.81	-1.47	-0.61	-2.64	-0.62
0.92	8.73	-3.13	7.49	-2.58	-1.18	-0.01	-2.42	0.54
0.92	5.03	-1.70	4.35	-1.20	-0.99	-1.12	-1.67	-0.62
1.38	5.33	-4.08	4.57	-3.25	-0.69	-0.73	-1.45	0.10
1.38	2.62	-3.31	2.35	-2.45	-0.99	-1.59	-1.26	-0.73
1.84	2.92	-4.59	2.57	-3.59	-0.69	-1.22	-1.04	-0.22
1.84	0.80	-4.01	0.89	-2.96	-1.27	-2.00	-1.18	-0.95
2.30	1.10	-4.44	1.12	-3.41	-0.97	-1.48	-0.95	-0.45
2.30	-0.79	-4.29	-0.32	-3.15	-1.85	-2.21	-1.38	-1.07
2.76	-0.49	-4.00	-0.09	-3.06	-1.55	-1.44	-1.15	-0.50
2.76	-2.40	-4.17	-1.46	-3.03	-2.82	-2.28	-1.88	-1.14
3.22	-2.10	-3.13	-1.23	-2.41	-2.52	-1.06	-1.65	-0.34
3.22	-4.42	-3.71	-2.82	-2.69	-4.38	-2.05	-2.78	-1.03
3.68	-4.12	-1.74	-2.60	-1.44	-4.08	-0.10	-2.56	0.20
3.68	-7.52	-2.83	-4.83	-2.07	-7.13	-1.46	-4.44	-0.70
4.14	-7.22	0.56	-4.61	0.10	-6.83	1.74	-4.22	1.28
4.14	-14.14	-0.74	-9.06	-0.70	-13.36	0.38	-8.28	0.42
4.60	-13.84	5.69	-8.84	3.42	-13.06	6.44	-8.06	4.17

Imagen N° 282 Envoltente y áreas de acero en las vigas de cimentación por cargas de tsunami – Edificio “Las Olas”



Fuente. Elaboración propia.

3.7.11.3 Proyecto “Spondylus”

- **Diseño de Columnas – Sección 50x50**

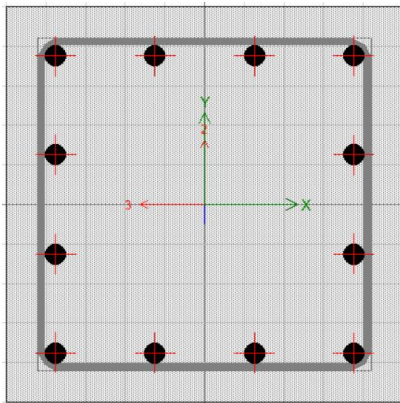
Cargas actuantes y cargas mayoradas.

	CARGA	LOC	P	V2	V3	M2	M3
PISO 1	MUERTA	0	-102.87	-0.49	0.15	0.21	-0.93
		1.225	-102.13	-0.49	0.15	0.02	-0.33
		2.45	-101.4	-0.49	0.15	-0.17	0.28
	VIVA	0	-26.15	-0.28	0.07	0.11	-0.51
		1.225	-26.15	-0.28	0.07	0.02	-0.17
		2.45	-26.15	-0.28	0.07	-0.06	0.17
	SISMO X	0	190.31	-1.94	-0.54	-0.75	0.75
		1.225	190.31	-1.94	-0.54	-0.1	3.12
		2.45	190.31	-1.94	-0.54	0.56	5.49
	SISMO Y	0	-5.09	0.39	1.18	8.02	0.68
		1.225	-5.09	0.39	1.18	6.57	0.2
		2.45	-5.09	0.39	1.18	5.12	-0.28

COMBINACIÓN	PU	VU2	VU3	MU2	MU3
DIRECCION X-X					
1.4 CM +1.7 CV	188.47	-1.16	0.33	0.48	-2.17
	187.44	-1.16	0.33	0.06	-0.75
	186.42	-1.16	0.33	-0.34	0.68
1.25 (CM+CV)+SX	-29.04	-2.90	-0.27	-0.35	-1.05
	-29.96	-2.90	-0.27	-0.05	2.50
	-30.87	-2.90	-0.27	0.27	6.05
1.25 (CM+CV)-SX	351.59	0.98	0.82	1.15	-2.55
	350.66	0.98	0.82	0.15	-3.75
	349.75	0.98	0.82	-0.85	-4.93
0.9CM +SX	-97.73	-2.38	-0.41	-0.56	-0.09
	-98.39	-2.38	-0.41	-0.08	2.82
	-99.05	-2.38	-0.41	0.41	5.74
0.9CM -SX	282.89	1.50	0.68	0.94	-1.59
	282.23	1.50	0.68	0.12	-3.42
	281.57	1.50	0.68	-0.71	-5.24

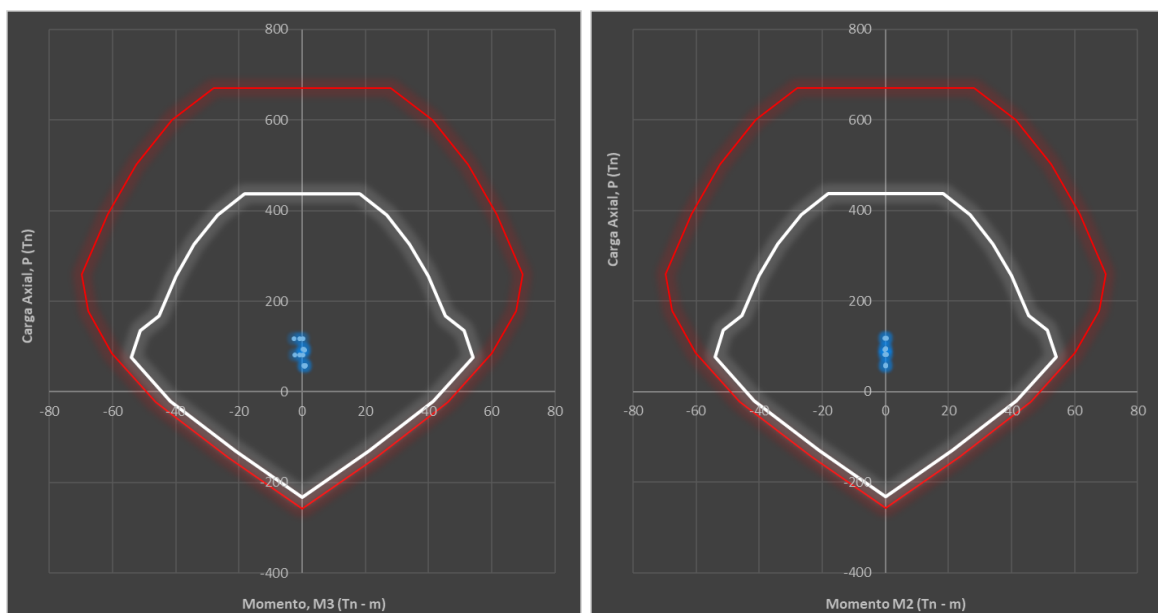
COMBINACIÓN	PU	VU2	VU3	MU2	MU3
DIRECCION Y-Y					
1.25 (CM+CV)+SY	166.37	-0.57	1.46	8.42	-1.12
	165.44	-0.57	1.46	6.62	-0.43
	164.53	-0.57	1.46	4.83	0.28
1.25 (CM+CV)-SY	156.19	-1.35	-0.91	-7.62	-2.48
	155.26	-1.35	-0.91	-6.52	-0.83
	154.35	-1.35	-0.91	-5.41	0.84
0.9CM +SY	97.67	-0.05	1.32	8.21	-0.16
	97.01	-0.05	1.32	6.59	-0.10
	96.35	-0.05	1.32	4.97	-0.03
0.9CM -SY	87.49	-0.83	-1.05	-7.83	-1.52
	86.83	-0.83	-1.05	-6.55	-0.50
	86.17	-0.83	-1.05	-5.27	0.53

Sección del elemento y diagrama de interacción.



Diseño de Columna	
Sección:	50x50
Área geométrica:	2500 cm ²
Área de acero:	61.20 cm ²
Cuantía:	2.45%

Imagen N° 283 Diagrama de Interacción de la Columna 50x30 en el Eje X-X y Eje Y-Y respectivamente por cargas de tsunami – Edificio “Spondylus”.



Fuente. Elaboración propia.

- **Diseño de Vigas – Sección 25x50**

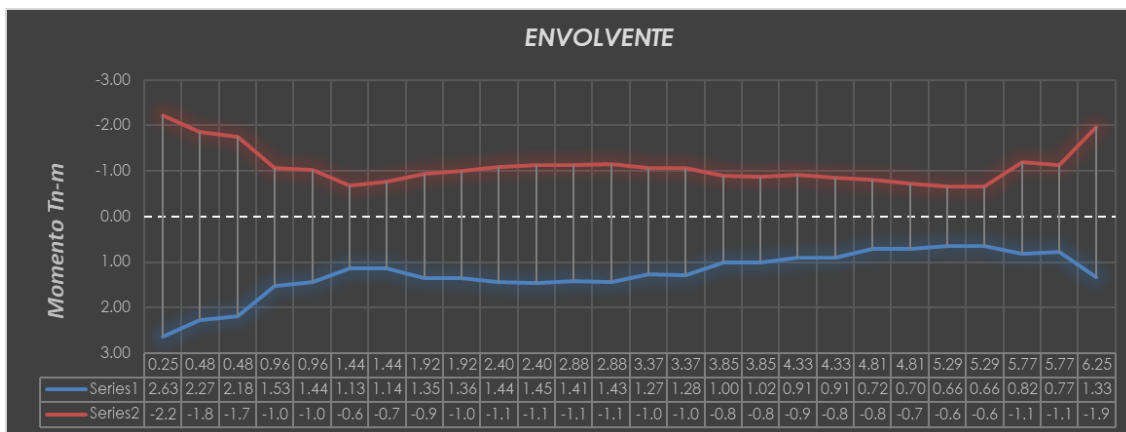
Cargas actuantes y cargas mayoradas.

ESFUERZO	LOC	V2	M3	ESFUERZO	LOC	V2	M3
MUERTA	0.25	-7.25	-6.8	VIVA	0.25	-2.39	-2.29
	0.4808	-7.07	-5.15		0.4808	-2.39	-1.74
	0.4808	-6.24	-4.84		0.4808	-2.01	-1.63
	0.9615	-5.85	-1.94		0.9615	-2.01	-0.67
	0.9615	-5.06	-1.65		0.9615	-1.62	-0.56
	1.4423	-4.67	0.69		1.4423	-1.62	0.22
	1.4423	-3.9	0.94		1.4423	-1.24	0.32
	1.9231	-3.51	2.73		1.9231	-1.24	0.91
	1.9231	-2.76	2.93		1.9231	-0.86	0.99
	2.4038	-2.37	4.16		2.4038	-0.86	1.4
	2.4038	-1.62	4.31		2.4038	-0.48	1.45
	2.8846	-1.24	4.99		2.8846	-0.48	1.69
	2.8846	-0.51	5.09		2.8846	-0.11	1.72
	3.3654	-0.12	5.24		3.3654	-0.11	1.77
	3.3654	0.6	5.27		3.3654	0.26	1.78
	3.8462	0.99	4.89		3.8462	0.26	1.66
	3.8462	1.69	4.87		3.8462	0.62	1.65
	4.3269	2.08	3.96		4.3269	0.62	1.35
	4.3269	2.77	3.86		4.3269	0.98	1.31
	4.8077	3.16	2.44		4.8077	0.98	0.84
4.8077	3.83	2.28	4.8077	1.33	0.78		
5.2885	4.21	0.35	5.2885	1.33	0.14		
5.2885	4.84	0.11	5.2885	1.67	0.05		
5.7692	5.23	-2.31	5.7692	1.67	-0.76		
5.7692	5.68	-2.36	5.7692	1.94	-0.77		
6.25	6.07	-5.18	6.25	1.94	-1.7		

ESFUERZO	LOC	V2	M3	ESFUERZO	LOC	V2	M3
TSUNAMI IDA	0.25	7.99	8.75	TSUNAMI REGRESO	0.25	7.58	6.52
	0.4808	7.99	6.9		0.4808	7.58	4.76
	0.4808	6.78	6.54		0.4808	6.29	4.46
	0.9615	6.78	3.28		0.9615	6.29	1.43
	0.9615	5.54	2.92		0.9615	5	1.1
	1.4423	5.54	0.25		1.4423	5	-1.31
	1.4423	4.32	-0.07		1.4423	3.74	-1.61
	1.9231	4.32	-2.15		1.9231	3.74	-3.4
	1.9231	3.11	-2.4		1.9231	2.51	-3.64
	2.4038	3.11	-3.9		2.4038	2.51	-4.84
	2.4038	1.91	-4.08		2.4038	1.29	-5.01
	2.8846	1.91	-5		2.8846	1.29	-5.63
	2.8846	0.73	-5.11		2.8846	0.1	-5.73
	3.3654	0.73	-5.46		3.3654	0.1	-5.78
	3.3654	-0.45	-5.49		3.3654	-1.08	-5.81
	3.8462	-0.45	-5.28		3.8462	-1.08	-5.29
	3.8462	-1.6	-5.24		3.8462	-2.24	-5.25
	4.3269	-1.6	-4.47		4.3269	-2.24	-4.18
	4.3269	-2.75	-4.33		4.3269	-3.39	-4.05
	4.8077	-2.75	-3.01		4.8077	-3.39	-2.42
4.8077	-3.86	-2.78	4.8077	-4.52	-2.23		
5.2885	-3.86	-0.92	5.2885	-4.52	-0.06		
5.2885	-4.93	-0.61	5.2885	-5.6	0.21		
5.7692	-4.93	1.77	5.7692	-5.6	2.9		
5.7692	-5.77	1.9	5.7692	-6.44	2.89		
6.25	-5.77	4.68	6.25	-6.44	5.99		

CARGAS AMPLIFICADAS (COMBINACIONES)								
LOC	TSUNAMI - IDA				TSUNAMI - REGRESO			
	1.2D+1.0Ts+0.25L+1.0 Lref		0.9D+1.0Ts		1.2D+1.0Ts+0.25L+1.0 Lref		0.9D+1.0Ts	
	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3
0.25	-1.31	0.02	1.47	2.63	-1.72	-2.21	1.06	0.40
0.48	-1.09	0.29	1.63	2.27	-1.50	-1.86	1.22	0.12
0.48	-1.21	0.32	1.16	2.18	-1.70	-1.76	0.67	0.10
0.96	-0.74	0.78	1.52	1.53	-1.23	-1.07	1.03	-0.32
0.96	-0.94	0.80	0.99	1.44	-1.48	-1.02	0.45	-0.39
1.44	-0.47	1.13	1.34	0.87	-1.01	-0.43	0.80	-0.69
1.44	-0.67	1.14	0.81	0.78	-1.25	-0.40	0.23	-0.76
1.92	-0.20	1.35	1.16	0.31	-0.78	0.10	0.58	-0.94
1.92	-0.42	1.36	0.63	0.24	-1.02	0.12	0.03	-1.00
2.40	0.05	1.44	0.98	-0.16	-0.55	0.50	0.38	-1.10
2.40	-0.15	1.45	0.45	-0.20	-0.77	0.52	-0.17	-1.13
2.88	0.30	1.41	0.79	-0.51	-0.32	0.78	0.17	-1.14
2.88	0.09	1.43	0.27	-0.53	-0.54	0.81	-0.36	-1.15
3.37	0.56	1.27	0.62	-0.74	-0.07	0.95	-0.01	-1.06
3.37	0.34	1.28	0.09	-0.75	-0.30	0.96	-0.54	-1.07
3.85	0.80	1.00	0.44	-0.88	0.17	0.99	-0.19	-0.89
3.85	0.58	1.02	-0.08	-0.86	-0.06	1.01	-0.72	-0.87
4.33	1.05	0.62	0.27	-0.91	0.41	0.91	-0.37	-0.62
4.33	0.82	0.63	-0.26	-0.86	0.18	0.91	-0.90	-0.58
4.81	1.29	0.13	0.09	-0.81	0.65	0.72	-0.55	-0.22
4.81	1.07	0.15	-0.41	-0.73	0.41	0.70	-1.07	-0.18
5.29	1.52	-0.47	-0.07	-0.61	0.86	0.40	-0.73	0.26
5.29	1.30	-0.47	-0.57	-0.51	0.63	0.35	-1.24	0.31
5.77	1.76	-1.19	-0.22	-0.31	1.09	-0.06	-0.89	0.82
5.77	1.53	-1.12	-0.66	-0.22	0.86	-0.13	-1.33	0.77
6.25	2.00	-1.96	-0.31	0.02	1.33	-0.65	-0.98	1.33

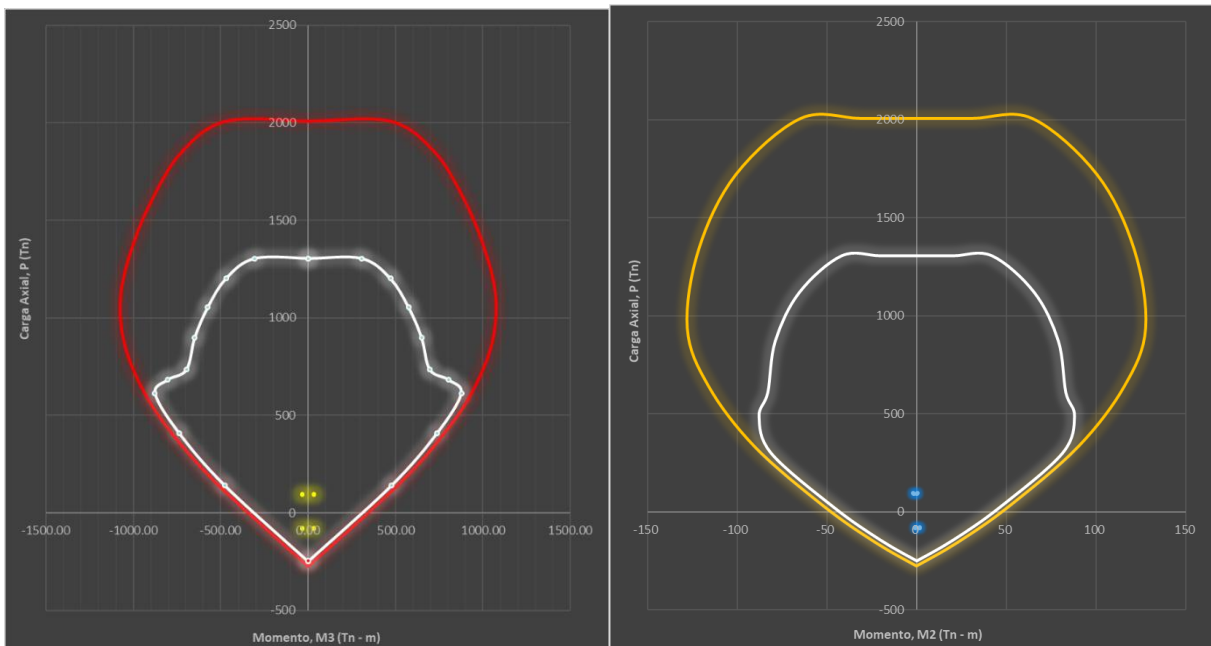
Imagen N° 284 Envoltente y áreas de acero en la viga por cargas de tsunami – Edificio “Spondylus”.



Sección del elemento y diagrama de interacción.



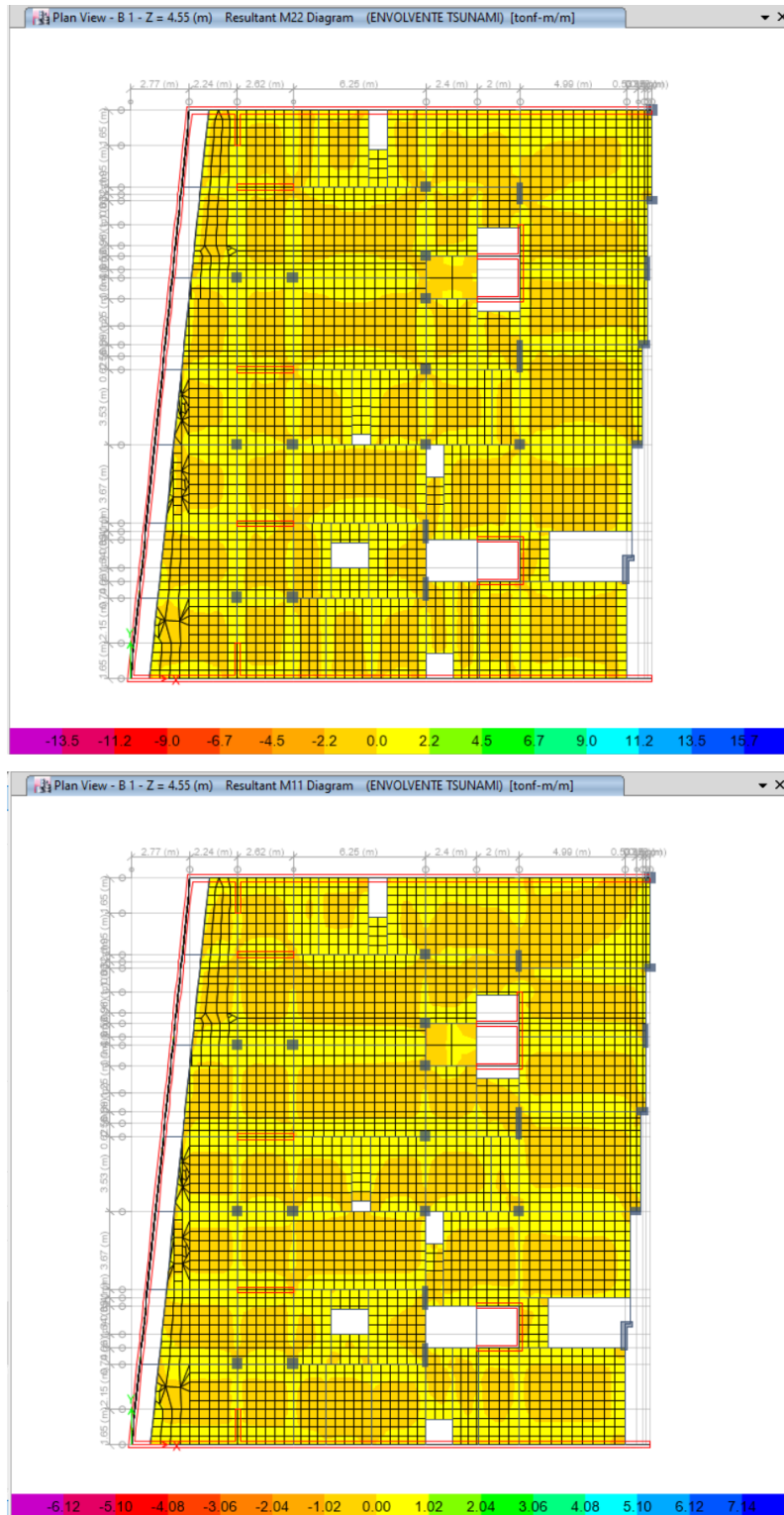
Imagen N° 285 Diagrama de Interacción de la Placa en el Eje X-X y Eje Y-Y respectivamente por cargas de tsunami – Edificio “Spondylus”.



Fuente. Elaboración propia.

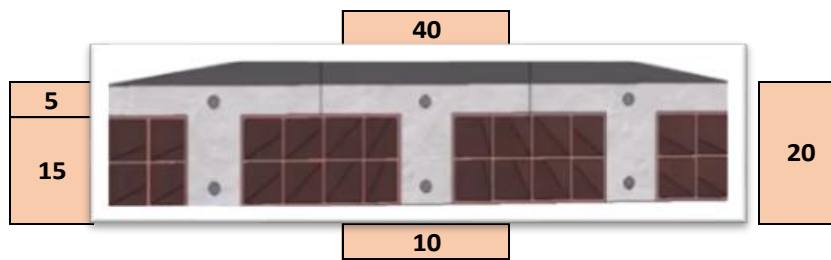
- **Diseño de Losas Aligeradas**

Imagen N° 286 Esfuerzos mayorados máximos y mínimos aplicados en la losa aligerada por cargas de tsunami – Edificio “Spondylus”.



Fuente. Elaboración propia.

LOSA ALIGERADA EN 1 DIRECCION



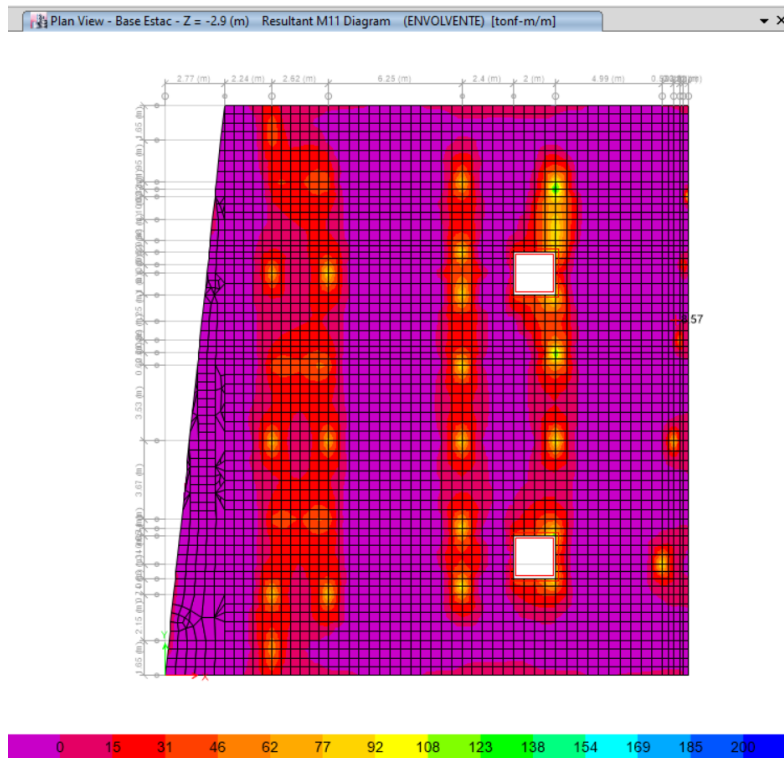
b	10.00 cm	Mu	1.05 tn.m
h	20.00 cm	Mu	0.42 tn.(40cm)
d	16.73 cm	Asmin (-)	0.56 cm ²
f'c	280 kg/cm ²	Asmin (+)	0.84 cm ²
fy	4200 kg/cm ²	Asmax	3.56 cm ²

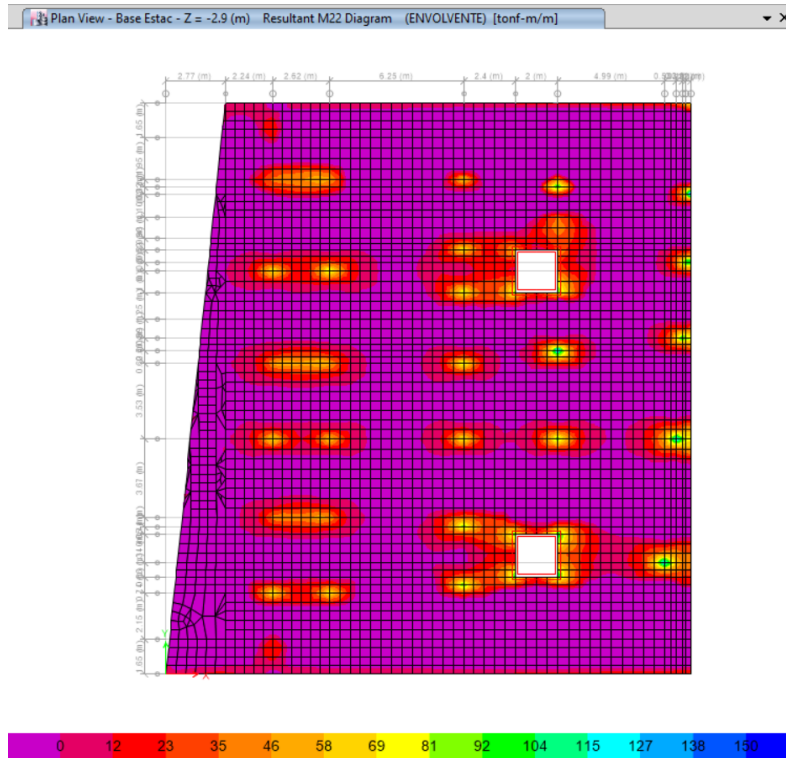
$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot f'y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

As = 0.69 cm² Correcto

- Diseño de Losa de Cimentación

Imagen N° 287 Esfuerzos por cargas últimas o mayoradas aplicadas a la losa de cimentación en la dirección 1-1 y en la dirección 2-2 por cargas de tsunami.





Fuente. Elaboración propia.

GEOMETRIA DEL ELEMENTO				
Ancho (cm)	b=	100.000	Recubrim ↑	7.500
Altura (cm)	h=	50.000	Recubrim ↓	7.500
Peralte efec (cm)	d=	42.500		

Momento actuante =	50.000	Tn-m
Factor reduccion de capacidad (ϕ) =		0.900
CONCRETO $f'c$ =	350	ACERO f_y =
Factor de Sismo $0.75p_b$ ó $0.50p_b$ =		0.75

DATOS RESULTANTES PARA LAS CONDICIONES MAXIMAS DE REGLAMENTO		
β_1 =	0.8	
A_s =	32.9240	cm ²
ρ =	0.00775	0.775
ρ_b =	0.03333	
ρ_{min} =	0.00356	0.356
ρ_{max} =	0.025	2.5
A_{min} =	9	cm ²
A_{max} =	106.25	cm ²

LA FALLA PROBABLE ES FALLA DUCTIL
NO REQUIERE ACERO A COMPRESION

FALLA POR TRACCION		
$a =$	4.65	cm
$A_s =$	32.92	cm ²
$A's =$	NO NECESITA	cm ²
$f's =$		Kg/cm ²

ACERO A TRACCION

CON LOS VALORES DE A_s BUSCAREMOS TIPOS DE ACERO A TRACCION
 CON LOS VALORES DE $A's$ BUSCAREMOS TIPOS DE ACERO A COMPRESION

3.7.11.4 Proyecto "Elsa Torres"

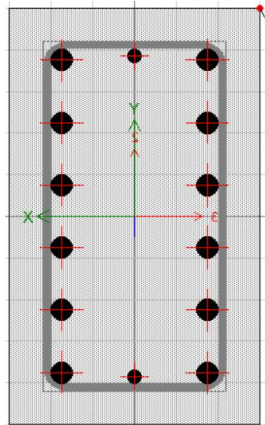
- Diseño de Columnas – Sección 50x30

Cargas actuantes y cargas mayoradas.

	CARGA	LOC	P	V2	V3	M2	M3
PISO 1	MUERTA	0	-36.2685	1.7127	-0.1928	-0.3833	5.3655
		1.75	-35.6385	1.7127	-0.1928	-0.0458	2.3682
		3.5	-35.0085	1.7127	-0.1928	0.2917	-0.629
	VIVA	0	-7.2384	0.1131	-0.0766	-0.1507	0.6811
		1.75	-7.2384	0.1131	-0.0766	-0.0167	0.4832
		3.5	-7.2384	0.1131	-0.0766	0.1173	0.2854
	T1	0	19.5066	1.9478	11.3044	20.6135	3.0335
		1.75	19.2091	1.9478	10.3244	1.6882	-0.3751
		3.5	18.9116	1.9478	9.3444	-15.522	-3.7837
	T2	0	11.3102	-2.1654	-11.2472	-20.506	-5.8983
		1.75	11.0127	-2.1654	-10.2672	-1.6809	-2.1089
		3.5	10.7152	-2.1654	-9.2872	15.4292	1.6805

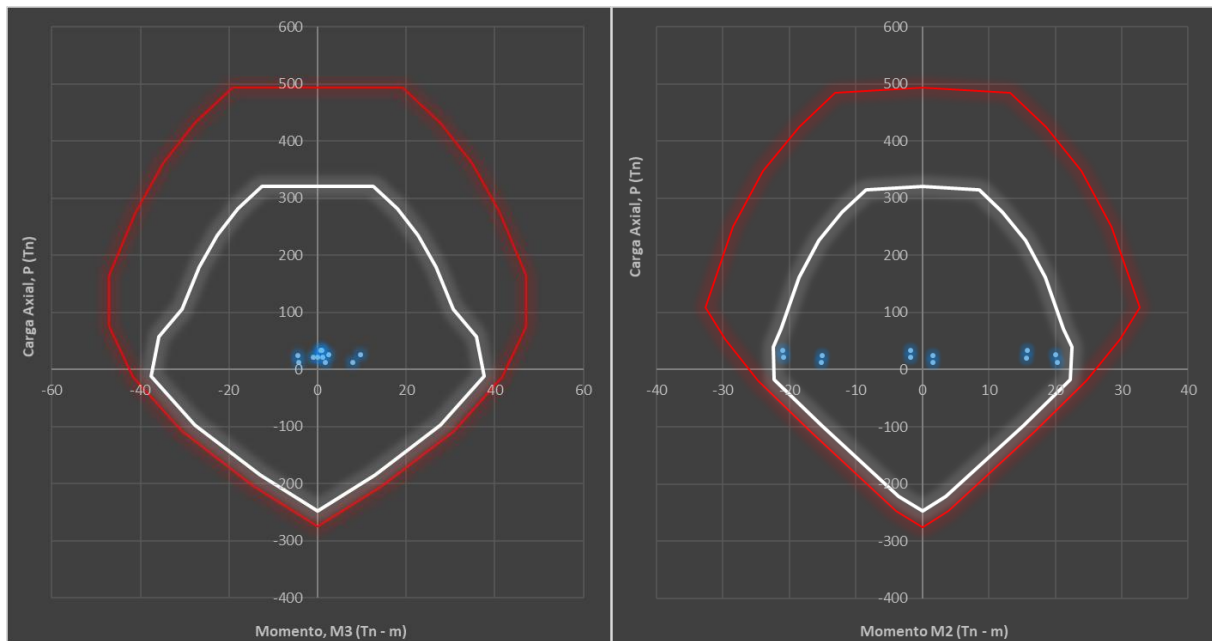
COMBINACIÓN	PU	VU2	VU3	MU2	MU3
1.2D+0.25L+1Ts1	25.83	4.03	11.05	20.12	9.64
	25.37	4.03	10.07	1.63	2.59
	24.91	4.03	9.09	-15.14	-4.47
0.9D+1Ts1	13.14	3.49	11.13	20.27	7.86
	12.87	3.49	10.15	1.65	1.76
	12.60	3.49	9.17	-15.26	-4.35
1.2D+0.25L+1Ts2	34.02	-0.08	-11.50	-21.00	0.71
	33.56	-0.08	-10.52	-1.74	0.85
	33.10	-0.08	-9.54	15.81	1.00
0.9D+1Ts2	21.33	-0.62	-11.42	-20.85	-1.07
	21.06	-0.62	-10.44	-1.72	0.02
	20.79	-0.62	-9.46	15.69	1.11

Sección del elemento y diagrama de interacción.



Diseño de Columna	
Sección:	50x30
Área geométrica:	1500 cm ²
Área de acero:	65.20 cm ²
Cuantía:	4.35%

Imagen N° 288 Diagrama de Interacción de la Columna 50x30 en el Eje X-X y Eje Y-Y respectivamente por cargas de tsunami – Edificio “Elsa Torres”.



Fuente. Elaboración propia

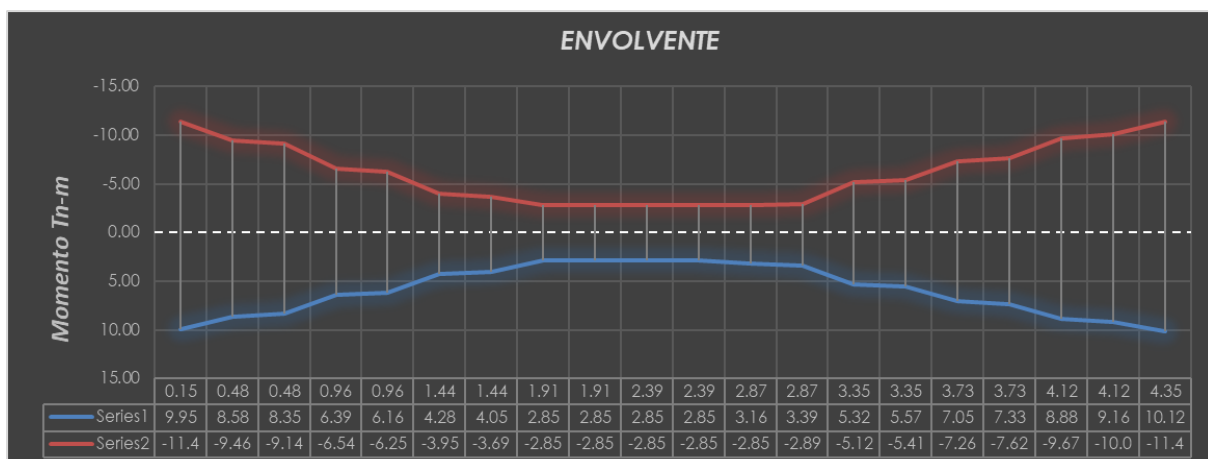
- **Diseño de Vigas – Sección 25x40**

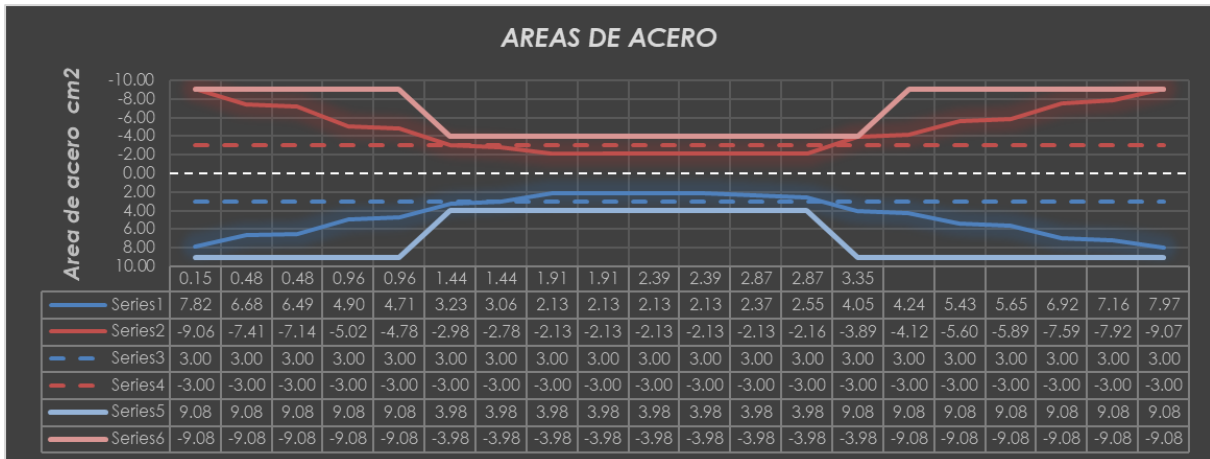
Cargas actuantes y cargas mayoradas.

ESFUERZO	LOC	V2	M3	ESFUERZO	LOC	V2	M3
MUERTA	0.15	-1.3773	-1.0191	VIVA	0.15	0.0217	-0.0371
	0.4786	-1.1335	-0.6066		0.4786	0.0217	-0.0442
	0.4786	-1.1735	-0.5417		0.4786	0.0155	-0.0452
	0.9571	-0.8184	-0.0651		0.9571	0.0155	-0.0527
	0.9571	-0.8685	-0.0175		0.9571	0.0087	-0.0533
	1.4357	-0.5134	0.3131		1.4357	0.0087	-0.0575
	1.4357	-0.5676	0.3436		1.4357	0.0026	-0.0578
	1.9143	-0.2125	0.5303		1.9143	0.0026	-0.059
	1.9143	-0.2685	0.5438		1.9143	-0.0028	-0.059
	2.3929	0.0866	0.5873		2.3929	-0.0028	-0.0577
	2.3929	0.0303	0.584		2.3929	-0.0082	-0.0574
	2.8714	0.3854	0.4845		2.8714	-0.0082	-0.0535
	2.8714	0.3303	0.4644		2.8714	-0.0141	-0.0528
	3.35	0.6854	0.2213		3.35	-0.0141	-0.0461
	3.35	0.5954	0.1813		3.35	-0.019	-0.045
	3.7333	0.8798	-0.1014		3.7333	-0.019	-0.0377
	3.7333	0.829	-0.1616		3.7333	-0.0243	-0.0362
	4.1167	1.1134	-0.5339		4.1167	-0.0243	-0.0269
4.1167	1.0713	-0.6105	4.1167	-0.0286	-0.025		
4.35	1.2444	-0.8806	4.35	-0.0286	-0.0184		
TSUNAMI IDA	0.15	5.2821	10.8664	TSUNAMI REGRESO	0.15	-4.4043	-10.171
	0.4786	5.2821	9.1308		0.4786	-4.4043	-8.7239
	0.4786	4.9977	8.8413		0.4786	-4.2367	-8.4807
	0.9571	4.9977	6.4495		0.9571	-4.2367	-6.4532
	0.9571	4.7217	6.1756		0.9571	-4.1411	-6.2172
	1.4357	4.7217	3.916		1.4357	-4.1411	-4.2354
	1.4357	4.4909	3.6564		1.4357	-4.1436	-4.002
	1.9143	4.4909	1.5071		1.9143	-4.1436	-2.019
	1.9143	4.3186	1.2588		1.9143	-4.2348	-1.7829
	2.3929	4.3186	-0.8079		2.3929	-4.2348	0.2437
	2.3929	4.217	-1.0485		2.3929	-4.4023	0.4872
	2.8714	4.217	-3.0666		2.8714	-4.4023	2.5939
	2.8714	4.2048	-3.3039		2.8714	-4.6398	2.8488
	3.35	4.2048	-5.3162		3.35	-4.6398	5.0692
	3.35	4.0484	-5.5772		3.35	-4.6384	5.3632
	3.7333	4.0484	-7.1291		3.7333	-4.6384	7.1413
	3.7333	4.191	-7.4188		3.7333	-4.9013	7.4769
	4.1167	4.191	-9.0254		4.1167	-4.9013	9.3557
4.1167	4.374	-9.3265	4.1167	-5.166	9.7098		
4.35	4.374	-10.3471	4.35	-5.166	10.9152		

CARGAS AMPLIFICADAS (COMBINACIONES)								
LOC	TSUNAMI - IDA				TSUNAMI - REGRESO			
	1.2D+1.0Ts+0.25L+1.0 Lref		0.9D+1.0Ts		1.2D+1.0Ts+0.25L+1.0 Lref		0.9D+1.0Ts	
	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3
0.15	3.63	9.63	4.04	9.95	-6.05	-11.40	-5.64	-11.09
0.48	3.93	8.39	4.26	8.58	-5.76	-9.46	-5.42	-9.27
0.48	3.59	8.18	3.94	8.35	-5.64	-9.14	-5.29	-8.97
0.96	4.02	6.36	4.26	6.39	-5.21	-6.54	-4.97	-6.51
0.96	3.68	6.14	3.94	6.16	-5.18	-6.25	-4.92	-6.23
1.44	4.11	4.28	4.26	4.20	-4.76	-3.87	-4.60	-3.95
1.44	3.81	4.05	3.98	3.97	-4.82	-3.60	-4.65	-3.69
1.91	4.24	2.13	4.30	1.98	-4.40	-1.40	-4.33	-1.54
1.91	4.00	1.90	4.08	1.75	-4.56	-1.15	-4.48	-1.29
2.39	4.42	-0.12	4.40	-0.28	-4.13	0.93	-4.16	0.77
2.39	4.25	-0.36	4.24	-0.52	-4.37	1.17	-4.38	1.01
2.87	4.68	-2.50	4.56	-2.63	-3.94	3.16	-4.06	3.03
2.87	4.60	-2.76	4.50	-2.89	-4.25	3.39	-4.34	3.27
3.35	5.02	-5.06	4.82	-5.12	-3.82	5.32	-4.02	5.27
3.35	4.76	-5.37	4.58	-5.41	-3.93	5.57	-4.10	5.53
3.73	5.10	-7.26	4.84	-7.22	-3.59	7.01	-3.85	7.05
3.73	5.18	-7.62	4.94	-7.56	-3.91	7.27	-4.16	7.33
4.12	5.52	-9.67	5.19	-9.51	-3.57	8.71	-3.90	8.88
4.12	5.65	-10.07	5.34	-9.88	-3.89	8.97	-4.20	9.16
4.35	5.86	-11.41	5.49	-11.14	-3.68	9.85	-4.05	10.12

Imagen N° 289 Envoltente y áreas de acero en la viga por cargas de tsunami – Edificio “Elsa Torres”





Fuente. Elaboración propia.

- **Diseño de Muros Estructurales**

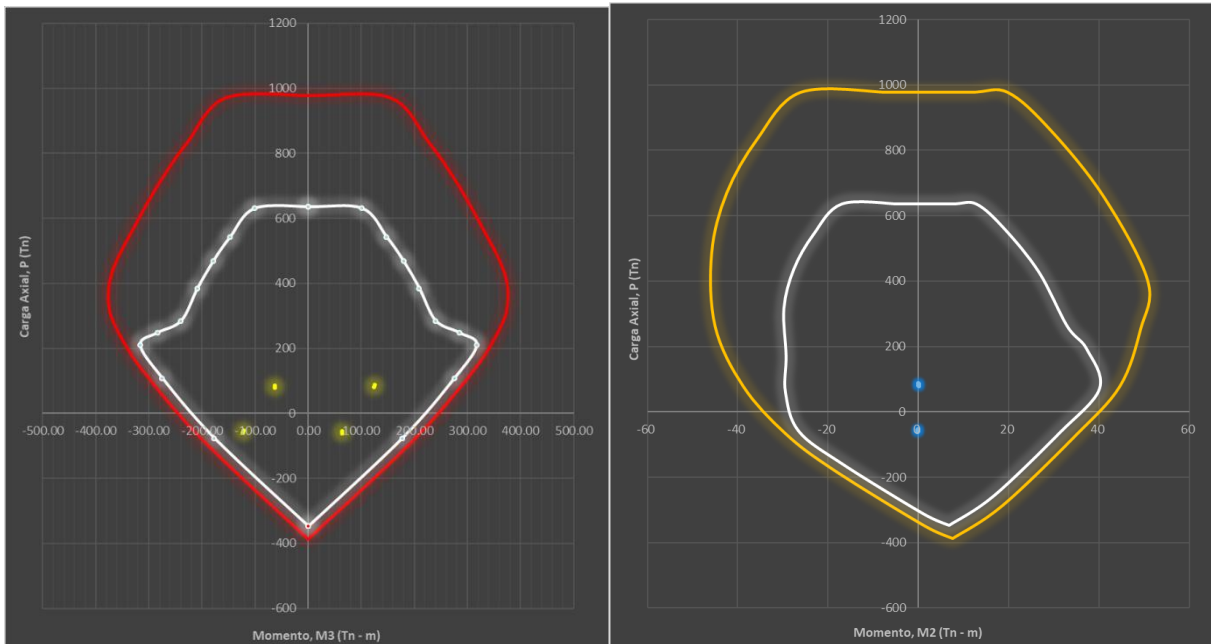
PISO 1	CARGA	LOC	P	V2	V3	M2	M3	
	MUERTA	Top		-9.7405	-0.7599	-0.103	0.307	1.4654
		Bottom		-11.3725	-0.7599	-0.103	-0.1049	-1.574
	VIVA	Top		-2.3041	-0.2618	-0.0494	0.1321	0.5058
		Bottom		-2.3041	-0.2618	-0.0494	-0.0656	-0.5415
	T1	Top		90.5142	-15.0457	-3.8693	-0.8337	30.2272
		Bottom		91.2622	-15.0457	5.2767	1.981	-29.9554
	T2	Top		-83.3854	17.2384	4.1682	0.0151	-34.4134
		Bottom		-82.6374	17.2384	-4.9778	-1.6042	34.5404

COMBINACIÓN	PU	VU2	VU3	MU2	MU3
1.2D+0.25L+1Ts1	-78.25	-16.02	-4.01	-0.43	32.11
	-77.04	-16.02	5.14	1.84	-31.98
0.9D+1Ts1	-81.75	-15.73	-3.96	-0.56	31.55
	-81.03	-15.73	5.18	1.89	-31.37
1.2D+0.25L+1Ts2	95.65	16.26	4.03	0.42	-32.53
	96.86	16.26	-5.11	-1.75	32.52
0.9D+1Ts2	92.15	16.55	4.08	0.29	-33.09
	92.87	16.55	-5.07	-1.70	33.12

Sección del elemento y diagrama de interacción.



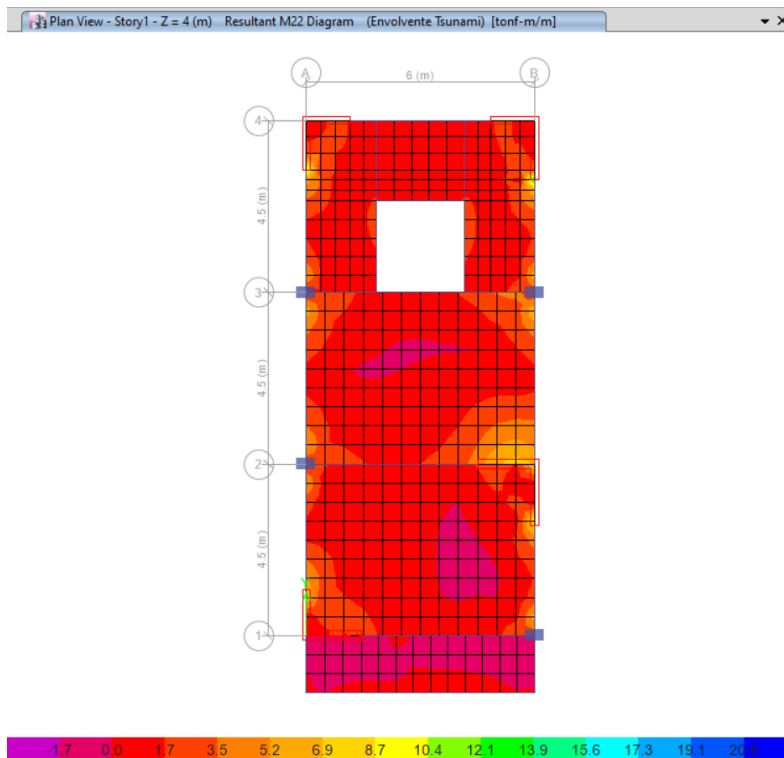
Imagen N° 290 Diagrama de Interacción de la Placa en el Eje X-X y Eje Y-Y respectivamente por cargas de tsunami – Edificio “Elsa Torres”.

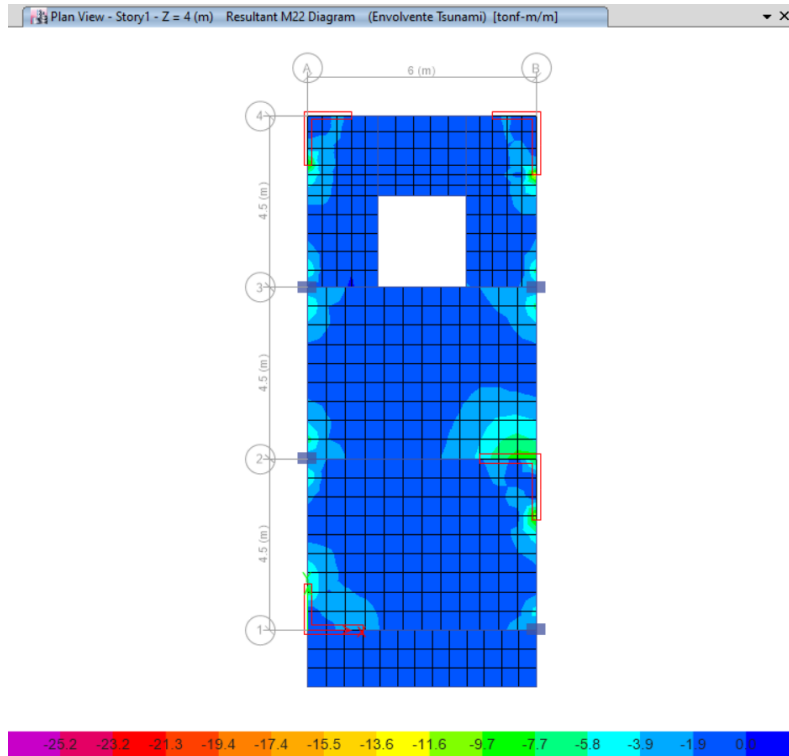


Fuente. Elaboración propia.

- Diseño de Losas Aligeradas

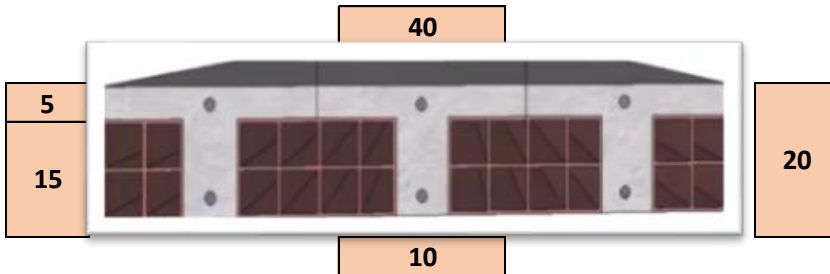
Imagen N° 291 Esfuerzos mayorados máximos y mínimos aplicados en la losa aligerada por cargas de tsunami – Edificio “Elsa Torres”.





Fuente. Elaboración propia.

LOSA ALIGERADA EN 1 DIRECCION

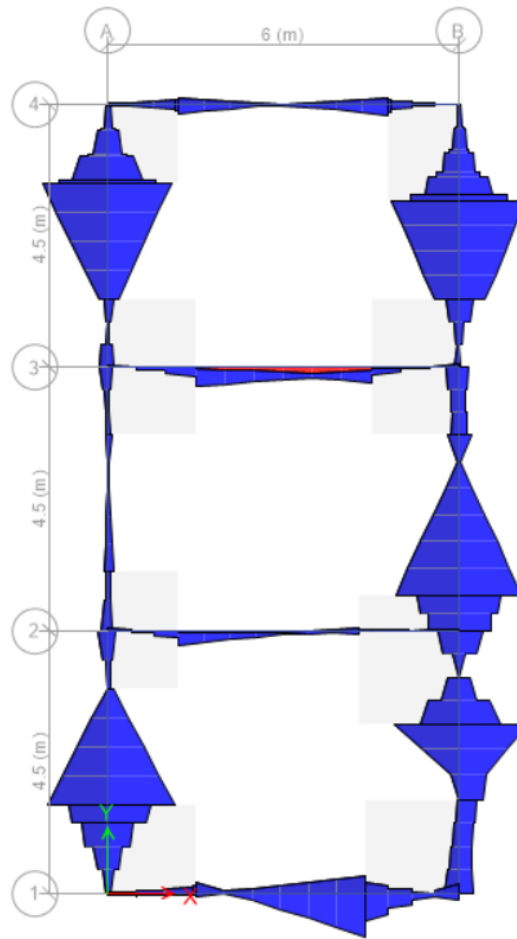


b	10.00 cm	Mu	1.05 tn.m
h	20.00 cm	Mu	0.42 tn.(40cm)
d	16.73 cm	Asmin (-)	0.56 cm ²
f'c	280 kg/cm ²	Asmin (+)	0.84 cm ²
fy	4200 kg/cm ²	Asmax	3.56 cm ²

$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot f'y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

As = 0.69 cm² Correcto

Imagen N° 292 Momentos por cargas últimas o mayoradas aplicadas en la viga de conexión por cargas de tsunami – Edificio “Elsa Torres”.



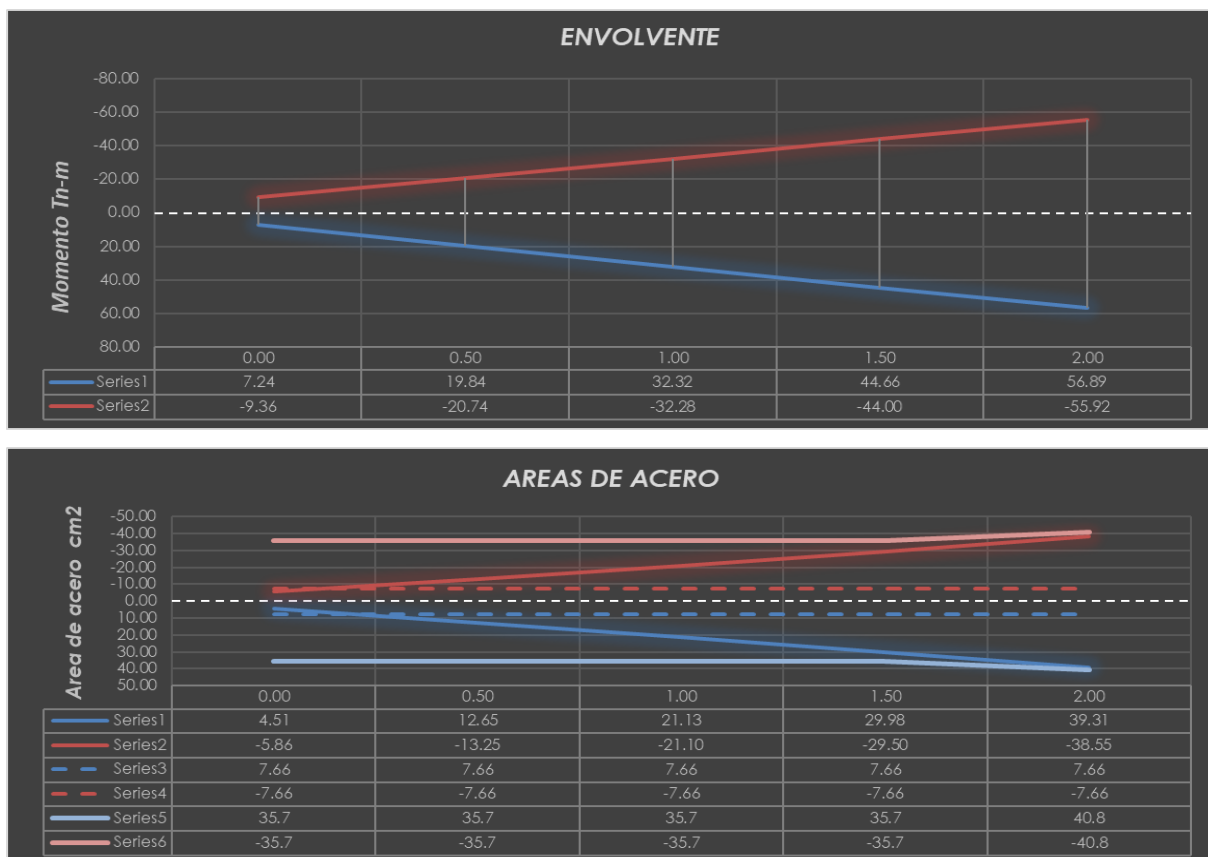
Fuente. Elaboración propia.

Esfuerzos mayorados en las vigas de conexión.

ESFUERZO	LOC	V2	M3	ESFUERZO	LOC	V2	M3
MUERTA	0	-1.5511	-1.7352	VIVA	0	0.1314	0.0854
	0.5	-1.2631	-1.0316		0.5	0.1314	0.0197
	1	-0.9751	-0.4721		1	0.1314	-0.0461
	1.5	-0.6871	-0.0565		1.5	0.1314	-0.1118
	2	-0.3991	0.215		2	0.1314	-0.1775
ESFUERZO	LOC	V2	M3	ESFUERZO	LOC	V2	M3
TSUNAMI IDA	0	24.4042	-7.3008	TSUNAMI REGRESO	0	-23.9378	8.8021
	0.5	24.4042	-19.503		0.5	-23.9378	20.771
	1	24.4042	-31.7051		1	-23.9378	32.74
	1.5	24.4042	-43.9072		1.5	-23.9378	44.7089
	2	24.4042	-56.1093		2	-23.9378	56.6778

CARGAS AMPLIFICADAS (COMBINACIONES)								
LOC	TSUNAMI - IDA				TSUNAMI - REGRESO			
	1.2D+1.0Ts+0.25L+1.0 Lref		0.9D+1.0Ts		1.2D+1.0Ts+0.25L+1.0 Lref		0.9D+1.0Ts	
	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3
0.00	22.58	-9.36	23.01	-8.86	-25.77	6.74	-25.33	7.24
0.50	22.92	-20.74	23.27	-20.43	-25.42	19.54	-25.07	19.84
1.00	23.27	-32.28	23.53	-32.13	-25.08	32.16	-24.82	32.32
1.50	23.61	-44.00	23.79	-43.96	-24.73	44.61	-24.56	44.66
2.00	23.96	-55.90	24.05	-55.92	-24.38	56.89	-24.30	56.87

Imagen N° 293 Envoltente y áreas de acero en la viga de conexión por cargas de tsunami – Edificio “Elsa Torres”



Fuente. Elaboración propia.

3.7.12 Realización de los planos estructurales con respecto al diseño por cargas de tsunami de los edificios

Los planos estructurales de cada una de las edificaciones de la muestra representativa se pueden apreciar en el Anexo – 3.

3.7.13 Presupuestos de los edificios diseñados por sismo y edificios diseñados por tsunamis

3.7.13.1 Proyecto "Rivera del Mar"

3.7.13.1.1 Presupuesto por Sismo

Presupuesto **0103001 EDIFICIO "RIVERA DEL MAR"**
 Subpresupuesto **001 ESTRUCTURAS - SISMO**
 Cliente **UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO** Costo al **31/05/2019**
 Lugar **LAMBAYEQUE - CHICLAYO - CHICLAYO**

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/	Parcial S/
01	TRABAJOS PRELIMINARES				1,124.13
01.01	LIMPIEZA MANUAL DE TERRENO	m2	151.91	4.44	674.48
01.02	TRAZO Y REPLANTEO EN TERRENO NORMAL	m2	151.91	2.96	449.65
02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				29,464.90
02.01	CORTE DE TERRENO				325.67
02.01.01	CORTE EN TERRENO NORMAL CON CARGADOR FRONTAL	m3	121.52	2.68	325.67
02.02	EXCAVACIONES				5,687.77
02.02.01	EXCAVACIÓN MANUAL DE TERRENO SUELTO	m3	105.29	54.02	5,687.77
02.03	RELLENOS				17,384.05
02.03.01	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	m3	139.49	118.85	16,578.39
02.03.02	RELLENO CON AFIRMADO E=8"	m2	27.09	29.74	805.66
02.04	NIVELACIÓN INTERIOR Y APISONADO	m2	136.13	4.07	554.05
02.05	ELIMINACIÓN DE MAT.EXCED.C/VOLQUETE DE 6 M3 CARGUIO	m3	121.52	45.37	5,513.36
03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				14,358.26
03.01	CIMENTOS CORRIDOS				4,468.98
03.01.01	CONCRETO C:H 1:8 +30% PG	m3	6.90	189.71	1,309.00
03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	45.97	68.74	3,159.98
03.02	FALSA ZAPATA				4,930.06
03.02.01	CONCRETO 1:15 + 30% PG	m3	27.33	180.39	4,930.06
03.03	FALSO PISO				4,959.22
03.03.01	FALSO PISO - MEZCLA C:H 1:10 E=4"	m2	136.13	36.43	4,959.22
04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				411,056.24
04.01	ZAPATAS				24,227.26
04.01.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=350 - ZAPATAS	m3	32.80	319.10	10,466.48
04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	81.12	68.74	5,576.19
04.01.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	1,656.80	4.94	8,184.59
04.02	VIGAS DE CONEXION				18,597.73
04.02.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=350 KG/CM2 - VIGAS DE	m3	11.18	319.10	3,567.54
04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	59.42	68.74	4,084.53
04.02.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	2,215.72	4.94	10,945.66
04.03	SOBRECIMIENTO ARMADO				9,765.34
04.03.01	CONCRETO F'C= 175 KG/CM2	m3	6.25	463.50	2,896.88
04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	83.32	68.74	5,727.42
04.03.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	230.98	4.94	1,141.04
04.04	COLUMNAS				87,394.89
04.04.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - COLUMNAS	m3	36.94	307.24	11,349.45
04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	407.86	68.74	28,036.30
04.04.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	9,718.45	4.94	48,009.14
04.05	MUROS ESTRUCTURALES				54,017.66
04.05.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - MUROS	m3	20.85	307.24	6,405.95
04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	350.77	68.74	24,111.93
04.05.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	4,757.04	4.94	23,499.78

04.06	VIGAS					74,505.58
04.06.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - VIGAS	m3	45.48	284.93		12,958.62
04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	479.67	68.74		32,972.52
04.06.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	5,784.30	4.94		28,574.44
04.07	LOSAS ALIGERADAS					55,945.48
04.07.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - LOSAS	m3	45.21	284.93		12,881.69
04.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	381.85	68.74		26,248.37
04.07.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	1,215.58	4.94		6,004.97
04.07.04	LADRILLO PARA LOSA ALIGERADA 15x30x30	und	3,227.00	3.35		10,810.45
04.08	ESCALERAS					4,067.88
04.08.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - ESCALERAS	m3	3.91	307.24		1,201.31
04.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	14.62	68.74		1,004.98
04.08.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	376.84	4.94		1,861.59
04.09	VIGAS DE ARRIOSTRE					11,192.15
04.09.01	CONCRETO F'C= 175 KG/CM2 C/MEZCLADORA	m3	7.18	463.50		3,327.93
04.09.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	95.78	68.74		6,583.92
04.09.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	259.17	4.94		1,280.30
04.10	COLUMNETAS					71,342.27
04.10.01	CONCRETO F'C= 175 KG/CM2 C/MEZCLADORA	m3	24.57	463.50		11,388.20
04.10.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	425.88	68.74		29,274.99
04.10.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	1,168.27	4.94		5,771.25
04.10.04	LADRILLO PARA MURO KK - TIPO SOGA	m2	622.54	40.01		24,907.83
	Costo Directo					456,003.53

SON : CUATROCIENTOS CINCUENTISEIS MIL TRES Y 53/100 SOLES

3.7.13.1.2 Presupuesto por Tsunami

Presupuesto **0103001 EDIFICIO "RIVERA DEL MAR"**
 Subpresupuest **002 ESTRUCTURAS - TSUNAMI**
 Cliente **UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DEMOGROVEJO** Costo al **31/05/2019**
 Lugar **LAMBAYEQUE - CHICLAYO - CHICLAYO**

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/	Parcial S/
05	TRABAJOS PRELIMINARES				1,124.13
05.01	LIMPIEZA MANUAL DE TERRENO	m2	151.91	4.44	674.48
05.02	TRAZO Y REPLANTEO EN TERRENO NORMAL	m2	151.91	2.96	449.65
06	MOVIMIENTO DE TIERRAS				29,304.45
06.01	CORTE DE TERRENO				325.67
06.01.01	CORTE EN TERRENO NORMAL CON CARGADOR FRONTAL	m3	121.52	2.68	325.67
06.02	EXCAVACIONES				5,687.77
06.02.01	EXCAVACIÓN MANUAL DE TERRENO SUELTO	m3	105.29	54.02	5,687.77
06.03	RELLENOS				17,223.60
06.03.01	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	m3	138.14	118.85	16,417.94
06.03.02	RELLENO CON AFIRMADO E=8"	m2	27.09	29.74	805.66
06.04	NIVELACIÓN INTERIOR Y APISONADO				554.05
06.04.01	ELIMINACIÓN DE MAT.EXCED.C/VOLQUETE DE 6 M3 CARGUIO	m3	121.52	45.37	5,513.36
07	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				14,773.56
07.01	CIMENTOS CORRIDOS				4,468.98
07.01.01	CONCRETO C:H 1:8 +30% PG	m3	6.90	189.71	1,309.00
07.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	45.97	68.74	3,159.98
07.02	FALSA ZAPATA				4,930.06
07.02.01	CONCRETO 1:15 + 30% PG	m3	27.33	180.39	4,930.06
07.03	FALSO PISO				5,374.52
07.03.01	FALSO PISO - MEZCLA C:H 1:10 E=4"	m2	147.53	36.43	5,374.52
08	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				466,814.68
08.01	ZAPATAS				24,227.26
08.01.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=350 - ZAPATAS	m3	32.80	319.10	10,466.48
08.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	81.12	68.74	5,576.19
08.01.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	1,656.80	4.94	8,184.59
08.02	VIGAS DE CONEXION				38,320.52
08.02.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=350 KG/CM2 - VIGAS DE	m3	19.47	319.10	6,212.88
08.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	82.76	68.74	5,688.92
08.02.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	5,347.92	4.94	26,418.72

08.03	SOBRECIMIENTO ARMADO					9,765.34
08.03.01	CONCRETO F'C= 175 KG/CM2	m3	6.25	463.50		2,896.88
08.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	83.32	68.74		5,727.42
08.03.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	230.98	4.94		1,141.04
08.04	COLUMNAS					102,357.51
08.04.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - COLUMNAS	m3	36.94	307.24		11,349.45
08.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	407.86	68.74		28,036.30
08.04.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	12,747.32	4.94		62,971.76
08.05	MUROS ESTRUCTURALES					68,845.94
08.05.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - MUROS	m3	24.17	307.24		7,425.99
08.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	375.56	68.74		25,815.99
08.05.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	7,207.28	4.94		35,603.96
08.06	VIGAS					80,750.33
08.06.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - VIGAS	m3	45.48	284.93		12,958.62
08.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	479.67	68.74		32,972.52
08.06.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	7,048.42	4.94		34,819.19
08.07	LOSAS ALIGERADAS					55,945.48
08.07.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - LOSAS	m3	45.21	284.93		12,881.69
08.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	381.85	68.74		26,248.37
08.07.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	1,215.58	4.94		6,004.97
08.07.04	LADRILLO PARA LOSA ALIGERADA 15x30x30	und	3,227.00	3.35		10,810.45
08.08	ESCALERAS					4,067.88
08.08.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - ESCALERAS	m3	3.91	307.24		1,201.31
08.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	14.62	68.74		1,004.98
08.08.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	376.84	4.94		1,861.59
08.09	VIGAS DE ARRIOSTRE					11,192.15
08.09.01	CONCRETO F'C= 175 KG/CM2 C/MEZCLADORA	m3	7.18	463.50		3,327.93
08.09.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	95.78	68.74		6,583.92
08.09.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	259.17	4.94		1,280.30
08.10	COLUMNETAS					71,342.27
08.10.01	CONCRETO F'C= 175 KG/CM2 C/MEZCLADORA	m3	24.57	463.50		11,388.20
08.10.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	425.88	68.74		29,274.99
08.10.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	1,168.27	4.94		5,771.25
08.10.04	LADRILLO PARA MURO KK - TIPO SOGA	m2	622.54	40.01		24,907.83
	Costo Directo					512,016.82

SON : QUINIENTOS DOCE MIL DIECISEIS Y 82/100 SOLES

3.7.13.2 Proyecto "Las Olas"

3.7.13.2.1 Presupuesto por Sismo

Presupuesto **0103003 EDIFICIO "LAS OLAS"**
 Subpresupuesto **001 ESTRUCTURAS - SISMO**
 Cliente **UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO** Costo al **15/07/2019**
 Lugar **LAMBAYEQUE - CHICLAYO - CHICLAYO**

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/	Parcial S/
01	TRABAJOS PRELIMINARES				3,063.60
01.01	LIMPIEZA MANUAL DE TERRENO	m2	414.00	4.44	1,838.16
01.02	TRAZO Y REPLANTEO EN TERRENO NORMAL	m2	414.00	2.96	1,225.44
02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				49,933.99
02.01	EXCAVACIONES				3,915.20
02.01.01	EXCAVACION MASIVA A MAQUINA EN TERRENO NORMAL (RETROEXCAVADORA S/LLANTAS)	m3	1,014.30	3.86	3,915.20
02.02	ELIMINACIÓN DE MAT.EXCED.C/VOLQUETE DE 6 M3 CARGUIO	m3	1,014.30	45.37	46,018.79
03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				1,886,237.12
03.01	PLATEA				139,818.22
03.01.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=350 KG/CM2 - PLATEA	m3	207.00	319.10	66,053.70
03.01.02	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	14,932.09	4.94	73,764.52
03.02	VIGAS DE CONEXION				14,853.57
03.02.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=350 KG/CM2 - VIGAS DE	m3	25.85	319.10	8,248.74
03.02.02	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	1,337.01	4.94	6,604.83

03.03	COLUMNAS					258,122.58
03.03.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - COLUMNAS	m3	113.36	307.24		34,828.73
03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	957.60	68.74		65,825.42
03.03.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	31,876.20	4.94		157,468.43
03.04	MUROS DE CONTENCION					72,475.32
03.04.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - MUROS	m3	80.94	307.24		24,868.01
03.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	269.50	68.74		18,525.43
03.04.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	5,887.02	4.94		29,081.88
03.05	MUROS ESTRUCTURALES					360,523.81
03.05.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - MUROS	m3	266.41	307.24		81,851.81
03.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	2,127.32	68.74		146,231.98
03.05.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	26,809.72	4.94		132,440.02
03.06	VIGAS					588,649.51
03.06.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - VIGAS	m3	89.76	284.93		25,575.32
03.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	2,787.47	68.74		191,610.69
03.06.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	75,195.04	4.94		371,463.50
03.07	LOSAS ALIGERADAS					267,522.71
03.07.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - LOSAS	m3	140.63	284.93		40,069.71
03.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	1,607.18	68.74		110,477.55
03.07.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	11,206.50	4.94		55,360.11
03.07.04	LADRILLO PARA LOSA ALIGERADA 15x30x30	und	18,392.64	3.35		61,615.34
03.08	ESCALERAS					10,876.07
03.08.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - ESCALERAS	m3	8.86	307.24		2,722.15
03.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	59.04	68.74		4,058.41
03.08.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	829.05	4.94		4,095.51
03.09	VIGAS DE ARRIOS TRE					51,127.65
03.09.01	CONCRETO F'C= 175 KG/CM2 C/MEZCLADORA	m3	41.54	463.50		19,253.79
03.09.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	296.19	68.74		20,360.10
03.09.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	2,330.72	4.94		11,513.76
03.10	COLUMNETAS					122,267.68
03.10.01	CONCRETO F'C= 175 KG/CM2 C/MEZCLADORA	m3	42.93	463.50		19,898.06
03.10.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	716.56	68.74		49,256.33
03.10.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	2,883.20	4.94		14,243.01
03.10.04	LADRILLO PARA MURO KK - TIPO SOGA	m2	972.00	39.99		38,870.28
	Costo Directo					1,939,234.71

SON : UN MILLON NOVECIENTOS TRENTINUEVE MIL DOSCIENTOS TRENTICUATRO Y 71/100 SOLES

3.7.13.2.2 Presupuesto por Tsunami

Presup **0103003** **EDIFICIO "LAS OLAS"**
 Subpres **002** **ESTRUCTURAS - TSUNAMI**
 Cliente **UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO** Costo al **15/07/2019**
 Lugar **LAMBAYEQUE- CHICLAYO - CHICLAYO**

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/	Parcial S/
01	TRABAJOS PRELIMINARES				3,063.60
01.01	LIMPIEZA MANUAL DE TERRENO	m2	414.00	4.44	1,838.16
01.02	TRAZO Y REPLANTEO EN TERRENO NORMAL	m2	414.00	2.96	1,225.44
02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				49,933.99
02.01	EXCAVACIONES				3,915.20
02.01.01	EXCAVACION MASIVA A MAQUINA EN TERRENO NORMAL (RETROEXCAVADORA S/LLANTAS)	m3	1,014.30	3.86	3,915.20
02.02	ELIMINACIÓN DE MAT.EXCED.C/VOLQUETE DE 6 M3 CARGUIO	m3	1,014.30	45.37	46,018.79
03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				1,904,128.51
03.01	PLATEA				139,818.22
03.01.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=350 KG/CM2 - PLATEA	m3	207.00	319.10	66,053.70
03.01.02	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	14,932.09	4.94	73,764.52
03.02	VIGAS DE CONEXION				14,853.57
03.02.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=350 KG/CM2 - VIGAS DE	m3	25.85	319.10	8,248.74
03.02.02	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	1,337.01	4.94	6,604.83

03.03	COLUMNAS					276,013.97
03.03.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - COLUMNAS	m3	113.36	307.24		34,828.73
03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	957.60	68.74		65,825.42
03.03.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	35,497.94	4.94		175,359.82
03.04	MUROS DE CONTENCIÓN					72,475.32
03.04.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - MUROS	m3	80.94	307.24		24,868.01
03.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	269.50	68.74		18,525.43
03.04.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	5,887.02	4.94		29,081.88
03.05	MUROS ESTRUCTURALES					360,523.81
03.05.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - MUROS	m3	266.41	307.24		81,851.81
03.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	2,127.32	68.74		146,231.98
03.05.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	26,809.72	4.94		132,440.02
03.06	VIGAS					588,649.51
03.06.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - VIGAS	m3	89.76	284.93		25,575.32
03.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	2,787.47	68.74		191,610.69
03.06.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	75,195.04	4.94		371,463.50
03.07	LOSAS ALIGERADAS					267,522.71
03.07.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - LOSAS	m3	140.63	284.93		40,069.71
03.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	1,607.18	68.74		110,477.55
03.07.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	11,206.50	4.94		55,360.11
03.07.04	LADRILLO PARA LOSA ALIGERADA 15x30x30	und	18,392.64	3.35		61,615.34
03.08	ESCALERAS					10,876.07
03.08.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - ESCALERAS	m3	8.86	307.24		2,722.15
03.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	59.04	68.74		4,058.41
03.08.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	829.05	4.94		4,095.51
03.09	VIGAS DE ARRIOSTRE					51,127.65
03.09.01	CONCRETO F'C= 175 KG/CM2 C/MEZCLADORA	m3	41.54	463.50		19,253.79
03.09.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	296.19	68.74		20,360.10
03.09.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	2,330.72	4.94		11,513.76
03.10	COLUMNETAS					122,267.68
03.10.01	CONCRETO F'C= 175 KG/CM2 C/MEZCLADORA	m3	42.93	463.50		19,898.06
03.10.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	716.56	68.74		49,256.33
03.10.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	2,883.20	4.94		14,243.01
03.10.04	LADRILLO PARA MURO KK - TIPO SOGA	m2	972.00	39.99		38,870.28
Costo Directo						1,957,126.10

SON : UN MILLON NOVECIENTOS CINCUENTISIETE MIL CIENTO VEINTISEIS Y 10/100 SOLES

3.7.13.3 Proyecto "Spondylus"

3.7.13.3.1 Presupuesto por Sismo

Presupuesto	0103004	EDIFICIO "SPONDYLUS"				
Subpresupuesto	001	ESTRUCTURAS - SISMO				
Cliente	UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO				Costo al	16/07/2019
Lugar	LAMBAYEQUE - CHICLAYO - CHICLAYO					
Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/	Parcial S/	
01	TRABAJOS PRELIMINARES				6,499.06	
01.01	LIMPIEZA MANUAL DE TERRENO	m2	980.25	3.76	3,685.74	
01.02	TRAZO Y REPLANTEO EN TERRENO NORMAL	m2	980.25	2.87	2,813.32	
02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				167,064.77	
02.01	EXCAVACIONES				13,367.95	
02.01.01	EXCAVACION MASIVA A MAQUINA EN TERRENO NORMAL (RETROEXCAVADORA S/LANTAS)	m3	3,463.20	3.86	13,367.95	
02.02	ELIMINACIÓN DE MAT.EXCED.C/VOLQUETE DE 6 M3 CARGUIO	m3	3,463.20	44.38	153,696.82	
03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				3,635,678.69	
03.01	PLATEA				479,060.69	
03.01.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=350 KG/CM2 - PLATEA	m3	558.23	319.10	178,131.19	
03.01.02	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	62,047.32	4.85	300,929.50	
03.02	VIGAS DE CONEXION				72,723.75	
03.02.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=350 KG/CM2 - VIGAS DE	m3	102.14	318.70	32,552.02	
03.02.02	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	8,282.83	4.85	40,171.73	

03.03	COLUMNAS					558,791.82
03.03.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - COLUMNAS	m3	269.18	306.43		82,484.83
03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	2,190.50	66.77		146,259.69
03.03.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	68,050.99	4.85		330,047.30
03.04	MUROS ESTRUCTURALES					525,348.53
03.04.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - MUROS	m3	282.04	306.43		86,425.52
03.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	2,313.75	66.77		154,489.09
03.04.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	58,646.17	4.85		284,433.92
03.05	VIGAS					664,214.85
03.05.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - VIGAS	m3	192.10	284.53		54,658.21
03.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	1,839.22	66.77		122,804.72
03.05.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	100,361.22	4.85		486,751.92
03.06	LOSAS ALIGERADAS					556,919.80
03.06.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - LOSAS	m3	368.63	284.53		104,886.29
03.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	4,326.67	66.77		288,891.76
03.06.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	15,439.64	4.85		74,882.25
03.06.04	LADRILLO PARA LOSA ALIGERADA 15x30x30	und	26,425.00	3.34		88,259.50
03.07	LOSAS MACIZAS					100,860.30
03.07.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - LOSAS MACIZAS	m3	95.06	306.43		29,129.24
03.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	475.30	66.77		31,735.78
03.07.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	8,246.45	4.85		39,995.28
03.08	VIGAS DE ARRIOSTRE					159,491.08
03.08.01	CONCRETO F'C= 175 KG/CM2 C/MEZCLADORA	m3	77.30	461.53		35,676.27
03.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	1,102.51	66.77		73,614.59
03.08.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	10,350.56	4.85		50,200.22
03.09	COLUMNETAS					518,267.87
03.09.01	CONCRETO F'C= 175 KG/CM2 C/MEZCLADORA	m3	102.52	461.53		47,316.06
03.09.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	1,642.68	66.77		109,681.74
03.09.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	14,868.22	4.85		72,110.87
03.09.04	LADRILLO PARA MURO KK - TIPO SOGA	m2	7,920.00	36.51		289,159.20
Costo Directo						3,809,242.52

SON : TRES MILLONES OCHOCIENTOS NUEVEMILDOSCIENTOS CUARENTIDOS Y 52/100 SOLES

3.7.13.3.2 Presupuesto por Tsunami

Presupuesto	0103004	EDIFICIO "SPONDYLUS"				
Subpresupuesto	002	ESTRUCTURAS - TSUNAMI				
Cliente	UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO				Costo al	16/07/2019
Lugar	LAMBAYEQUE - CHICLAYO - CHICLAYO					
Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/	Parcial S/	
01	TRABAJOS PRELIMINARES				6,499.06	
01.01	LIMPIEZA MANUAL DE TERRENO	m2	980.25	3.76	3,685.74	
01.02	TRAZO Y REPLANTEO EN TERRENO NORMAL	m2	980.25	2.87	2,813.32	
02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				167,064.77	
02.01	EXCAVACIONES				13,367.95	
02.01.01	EXCAVACION MASIVA A MAQUINA EN TERRENO NORMAL (RETROEXCAVADORA S/LLANTAS)	m3	3,463.20	3.86	13,367.95	
02.02	ELIMINACIÓN DE MAT.EXCED.C/VOLQUETE DE 6 M3 CARGUIO	m3	3,463.20	44.38	153,696.82	
03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				4,182.14	
	FALSO PISO				4,182.14	
	FALSO PISO - MEZCLA C/H 1:10 E=4" PREPARACION MANUAL	m2	106.96	39.10	4,182.14	
	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				3,635,678.69	
03.01	PLATEA				479,060.69	
03.01.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=350 KG/CM2 - PLATEA	m3	558.23	319.10	178,131.19	
03.01.02	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	62,047.32	4.85	300,929.50	
03.02	VIGAS DE CONEXION				72,723.75	
03.02.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=350 KG/CM2 - VIGAS DE	m3	102.14	318.70	32,552.02	
03.02.02	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	8,282.83	4.85	40,171.73	

03.03	COLUMNAS					558,791.82
03.03.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - COLUMNAS	m3	269.18	306.43		82,484.83
03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	2,190.50	66.77		146,259.69
03.03.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	68,050.99	4.85		330,047.30
03.04	MUROS ESTRUCTURALES					525,348.53
03.04.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - MUROS	m3	282.04	306.43		86,425.52
03.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	2,313.75	66.77		154,489.09
03.04.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	58,646.17	4.85		284,433.92
03.05	VIGAS					664,214.85
03.05.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - VIGAS	m3	192.10	284.53		54,658.21
03.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	1,839.22	66.77		122,804.72
03.05.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	100,361.22	4.85		486,751.92
03.06	LOSAS ALIGERADAS					556,919.80
03.06.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - LOSAS	m3	368.63	284.53		104,886.29
03.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	4,326.67	66.77		288,891.76
03.06.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	15,439.64	4.85		74,882.25
03.06.04	LADRILLO PARA LOSA ALIGERADA 15x30x30	und	26,425.00	3.34		88,259.50
03.07	LOSAS MACIZAS					100,860.30
03.07.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - LOSAS MACIZAS	m3	95.06	306.43		29,129.24
03.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	475.30	66.77		31,735.78
03.07.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	8,246.45	4.85		39,995.28
03.08	VIGAS DE ARRIOSTRE					159,491.08
03.08.01	CONCRETO F'C= 175 KG/CM2 C/MEZCLADORA	m3	77.30	461.53		35,676.27
03.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	1,102.51	66.77		73,614.59
03.08.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	10,350.56	4.85		50,200.22
03.09	COLUMNETAS					518,267.87
03.09.01	CONCRETO F'C= 175 KG/CM2 C/MEZCLADORA	m3	102.52	461.53		47,316.06
03.09.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	1,642.68	66.77		109,681.74
03.09.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	14,868.22	4.85		72,110.87
03.09.04	LADRILLO PARA MURO KK - TIPO SOGA	m2	7,920.00	36.51		289,159.20
	Costo Directo					3,813,424.66

SON : TRES MILLONES OCHOCIENTOS TRECEMIL CUATROCIENTOS VENTICUATRO Y 66/100 SOLES

3.7.13.4 Proyecto "Elsa Torres"

3.7.13.4.1 Presupuesto por Sismo

Presupuesto	0103002	EDIFICIO "ELSA TORRES"				
Subpresupuesto	001	ESTRUCTURAS - SISMO				
Cliente		UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO		Costo al		30/06/2019
Lugar		LAMBAYEQUE - CHICLAYO - CHICLAYO				
Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/	Parcial S/	
01	TRABAJOS PRELIMINARES				1,124.13	
01.01	LIMPIEZA MANUAL DE TERRENO	m2	151.91	4.44	674.48	
01.02	TRAZO Y REPLANTEO EN TERRENO NORMAL	m2	151.91	2.96	449.65	
02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				45,203.64	
02.01	CORTE DE TERRENO				325.67	
02.01.01	CORTE EN TERRENO NORMAL CON CARGADOR FRONTAL	m3	121.52	2.68	325.67	
02.02	EXCAVACIONES				9,253.09	
02.02.01	EXCAVACIÓN MANUAL DE TERRENO SUELTO	m3	171.29	54.02	9,253.09	
02.03	RELLENOS				29,512.74	
02.03.01	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	m3	240.99	118.85	28,641.66	
02.03.02	RELLENO CON AFIRMADO E=8"	m2	29.29	29.74	871.08	
02.04	NIVELACIÓN INTERIOR Y APISONADO	m2	147.12	4.07	598.78	
02.05	ELIMINACIÓN DE MAT.EXCED.C/VOLQUETE DE 6 M3 CARGUIO	m3	121.52	45.37	5,513.36	
03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				16,185.43	
03.01	CIMENTOS CORRIDOS				7,194.60	
03.01.01	CONCRETO C.H 1:8 +30% PG	m3	11.10	189.71	2,105.78	
03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	74.03	68.74	5,088.82	

03.02	FALSA ZAPATA					3,631.25
03.02.01	CONCRETO 1:15 + 30% PG	m3	20.13	180.39		3,631.25
03.03	FALSO PISO					5,359.58
03.03.01	FALSO PISO - MEZCLA C:H 1:10 E=4"	m2	147.12	36.43		5,359.58
04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO					429,413.52
04.01	ZAPATAS					17,785.21
04.01.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=350 - ZAPATAS	m3	24.15	319.10		7,706.27
04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	58.92	68.74		4,050.16
04.01.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	1,220.40	4.94		6,028.78
04.02	VIGAS DE CONEXION					23,353.71
04.02.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=350 KG/CM2 - VIGAS DE	m3	12.19	319.10		3,889.83
04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	60.96	68.74		4,190.39
04.02.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	3,091.80	4.94		15,273.49
04.03	SOBRECIMIENTO ARMADO					45,647.25
04.03.01	CONCRETO F'C= 175 KG/CM2	m3	29.43	463.50		13,640.81
04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	392.44	68.74		26,976.33
04.03.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	1,018.24	4.94		5,030.11
04.04	COLUMNAS					30,885.32
04.04.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - COLUMNAS	m3	16.08	307.24		4,940.42
04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	135.68	68.74		9,326.64
04.04.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	3,364.02	4.94		16,618.26
04.05	MUROS ESTRUCTURALES					74,527.10
04.05.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - MUROS	m3	25.48	307.24		7,828.48
04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	470.29	68.74		32,327.73
04.05.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	6,957.67	4.94		34,370.89
04.06	VIGAS					76,370.92
04.06.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - VIGAS	m3	53.29	284.93		15,183.92
04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	517.60	68.74		35,579.82
04.06.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	5,183.64	4.94		25,607.18
04.07	LOSAS ALIGERADAS					73,547.99
04.07.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - LOSAS	m3	55.74	284.93		15,882.00
04.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	502.25	68.74		34,524.67
04.07.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	1,959.72	4.94		9,681.02
04.07.04	LADRILLO PARA LOSA ALIGERADA 15x30x30	und	4,018.00	3.35		13,460.30
04.08	ESCALERAS					4,067.88
04.08.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - ESCALERAS	m3	3.91	307.24		1,201.31
04.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	14.62	68.74		1,004.98
04.08.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	376.84	4.94		1,861.59
04.09	VIGAS DE ARRIOSTRE					15,996.02
04.09.01	CONCRETO F'C= 175 KG/CM2 CMEZCLADORA	m3	8.31	463.50		3,851.69
04.09.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	110.85	68.74		7,619.83
04.09.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	915.89	4.94		4,524.50
04.10	COLUMNETAS					67,232.12
04.10.01	CONCRETO F'C= 175 KG/CM2 CMEZCLADORA	m3	20.67	463.50		9,580.55
04.10.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	358.28	68.74		24,628.17
04.10.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	849.27	4.94		4,195.39
04.10.04	LADRILLO PARA MURO KK - TIPO SOGA	m2	720.52	40.01		28,828.01
	Costo Directo					491,926.72

SON : CUATROCIENTOS NOVENTIUN MIL NOVECIENTOS VEINTISEIS Y 72/100 SOLES

3.7.13.4.2 Presupuesto por Tsunami

Presupuesto	0103002 EDIFICIO "ELSA TORRES"			
Subpresupuesto	002 ESTRUCTURAS - TSUNAMI			
Cliente	UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DEMOGROVEJO	Costo al		30/06/2019
Lugar	LAMBAYEQUE - CHICLAYO - CHICLAYO			

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/	Parcial S/
05	TRABAJOS PRELIMINARES				1,124.13
05.01	LIMPIEZA MANUAL DE TERRENO	m2	151.91	4.44	674.48
05.02	TRAZO Y REPLANTEO EN TERRENO NORMAL	m2	151.91	2.96	449.65

06	MOVIMIENTO DE TIERRAS				45,203.64
06.01	CORTE DE TERRENO				325.67
06.01.01	CORTE EN TERRENO NORMAL CON CARGADOR FRONTAL	m3	121.52	2.68	325.67
06.02	EXCAVACIONES				9,253.09
06.02.01	EXCAVACIÓN MANUAL DE TERRENO SUELTO	m3	171.29	54.02	9,253.09
06.03	RELLENOS				29,512.74
06.03.01	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	m3	240.99	118.85	28,641.66
06.03.02	RELLENO CON AFIRMADO E=8"	m2	29.29	29.74	871.08
06.04	NIVELACIÓN INTERIOR Y APISONADO	m2	147.12	4.07	598.78
06.05	ELIMINACIÓN DE MAT.EXCED.C/VOLQUETE DE 6 M3 CARGUIO	m3	121.52	45.37	5,513.36
07	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				16,185.43
07.01	CIEMENTOS CORRIDOS				7,194.60
07.01.01	CONCRETO C:H 1:8 +30% PG	m3	11.10	189.71	2,105.78
07.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	74.03	68.74	5,088.82
07.02	FALSA ZAPATA				3,631.25
07.02.01	CONCRETO 1:15 + 30% PG	m3	20.13	180.39	3,631.25
07.03	FALSO PISO				5,359.58
07.03.01	FALSO PISO - MEZCLA C:H 1:10 E=4"	m2	147.12	36.43	5,359.58
08	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				518,483.55
08.01	ZAPATAS				17,785.21
08.01.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=350 - ZAPATAS	m3	24.15	319.10	7,706.27
08.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	58.92	68.74	4,050.16
08.01.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	1,220.40	4.94	6,028.78
08.02	VIGAS DE CONEXION				41,664.51
08.02.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=350 KG/CM2 - VIGAS DE	m3	21.65	319.10	6,908.52
08.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	90.96	68.74	6,252.59
08.02.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	5,769.92	4.94	28,503.40
08.03	SOBRECIMIENTO ARMADO				45,647.25
08.03.01	CONCRETO F'C= 175 KG/CM2	m3	29.43	463.50	13,640.81
08.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	392.44	68.74	26,976.33
08.03.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	1,018.24	4.94	5,030.11
08.04	COLUMNAS				39,660.88
08.04.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - COLUMNAS	m3	16.08	307.24	4,940.42
08.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	135.68	68.74	9,326.64
08.04.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	5,140.45	4.94	25,393.82
08.05	MUROS ESTRUCTURALES				129,274.76
08.05.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - MUROS	m3	29.67	307.24	9,115.81
08.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	470.29	68.74	32,327.73
08.05.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	17,779.60	4.94	87,831.22
08.06	VIGAS				83,606.93
08.06.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - VIGAS	m3	53.29	284.93	15,183.92
08.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	517.60	68.74	35,579.82
08.06.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	6,648.42	4.94	32,843.19
08.07	LOSAS ALIGERADAS				73,547.99
08.07.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - LOSAS	m3	55.74	284.93	15,882.00
08.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	502.25	68.74	34,524.67
08.07.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	1,959.72	4.94	9,681.02
08.07.04	LADRILLO PARA LOSA ALIGERADA 15x30x30	und	4,018.00	3.35	13,460.30
08.08	ESCALERAS				4,067.88
08.08.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=280 KG/CM2 - ESCALERAS	m3	3.91	307.24	1,201.31
08.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	14.62	68.74	1,004.98
08.08.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	376.84	4.94	1,861.59
08.09	VIGAS DE ARRIOSTRE				15,996.02
08.09.01	CONCRETO F'C= 175 KG/CM2 C/MEZCLADORA	m3	8.31	463.50	3,851.69
08.09.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	110.85	68.74	7,619.83
08.09.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	915.89	4.94	4,524.50
08.10	COLUMNETAS				67,232.12
08.10.01	CONCRETO F'C= 175 KG/CM2 C/MEZCLADORA	m3	20.67	463.50	9,580.55
08.10.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	358.28	68.74	24,628.17
08.10.03	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	849.27	4.94	4,195.39
08.10.04	LADRILLO PARA MURO KK - TIPO SOGA	m2	720.52	40.01	28,828.01
	Costo Directo				580,996.75

SON : QUINIENTOS OCHENTA MIL NOVECIENTOS NOVENTISEIS Y 75/100 SOLES

IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 Resultados

Entre los resultados obtenidos mediante el desarrollo de cada paso tenemos:

- La simulación numérica del tsunami aplicado en el distrito de Pimentel se realizó utilizando una magnitud de sismo de $M_w = 9.0$ obteniendo como parámetro de diseño la altura del tsunami de 12.50 metros sobre el nivel del mar.
- Los planos de arquitectura recopiladas, mediante métodos no probabilísticos, están basadas fundamentalmente en residencias o viviendas multifamiliares y fueron diseñados cada uno de ellos mediante sus respectivos Estudio de Mecánica de Suelos (EMS).

El EMS indica que el suelo para la cimentación es de “Arena Uniforme” con una agresividad severa del suelo contra la estructura, sin presentar peligro de Licuefacción.

- En la etapa de modelamiento de cada edificación por cargas sísmicas se puede observar el cumplimiento de las derivas como también no entrar en irregularidades extremas indicadas en la norma E.030 “Diseño Sismorresistente”.
- La asignación de las cargas de tsunami en cada una de las estructuras fue calculada mediante la aplicación de las normas internacionales (FEMA P-646 y NTM -007) y también de la altura de la ola de diseño obtenido de la simulación numérica. Se obtuvieron los siguientes resultados comparando la fuerza sísmica y la fuerza del tsunami.

Edificio	Fuerza Real del Sismo	Fuerza del Tsunami
“Rivera del Mar” Edificio de 4 Niveles	336.15 tn	308.30 tn
“Las Olas” Edificio de 8 Niveles	3299.38 tn	1436.77 tn
“Spondylus” Edificio de 11 Niveles	7175.44 tn	1015.67 tn
“Elsa Torres” Edificio de 4 Niveles	5483.58 tn	1015.67 tn

Los datos obtenidos antes mencionados se obtuvieron de las estructuras completas o de los módulos más afectados por las fuerzas del tsunami.

- En los edificios de 4 niveles se puede observar que las derivas generadas por las fuerzas del tsunami son mayores que las derivas generadas por las fuerzas sísmicas. La razón por lo que sucede esto es porque: las dos edificaciones se encuentran a solo un piso de altura con relación al nivel de inundación, la disminución de la rigidez en la estructura (causada por el movimiento sísmico) también afecta a los elementos estructurales, las cargas flotantes o boyantes causadas por el flujo del tsunami hace que se reduzca el peso de la edificación.

En los edificios de 8 y 11 niveles se puede observar que las derivas generadas por el tsunami son muy bajas a comparación de las derivas ocasionadas por el sismo. La razón principal por lo que sucede esto es porque el nivel de inundación está muy por debajo del último nivel de cada edificación. El peso en cada edificio es fundamental debido a que contrarresta las fuerzas flotantes o boyantes generadas por el tsunami.

- En el diseño estructural se puede observar que los edificios de pocos niveles que estén cerca al nivel de inundación se necesitarán mayores secciones de concreto y/o mayor cuantía de acero en cada elemento estructural. En los edificios de mayor altura, como el de 8 y 11 niveles, se necesitarán poco refuerzo.
- La relación de costos entre cada estructura se muestra en la siguiente tabla:

Edificio	Costo por Sismo	Costo por Tsunami	Adicional (%)
“Rivera del Mar”	S/. 456,003.53	S/. 512,016.82	12.25%
“Las Olas”	S/. 1,939,234.71	S/. 1,957,126.10	14.61%
“Spondylus”	S/. 3,809,242.52	S/. 3,813,424.66	0.97%
“Elsa Torres”	S/. 491,926.72	S/. 580,996.75	0.11%

4.2 Discusión

- El sistema estructural que se optó para las edificaciones es: sistema dual y sistema de muros estructurales. Es importante precisar que no es recomendable diseñar y construir edificios o viviendas con albañilería confinada o armada en zonas de peligro por tsunami debido a que los muros portantes perpendiculares restringen el flujo del tsunami y estos muros absorberían gran cantidad de fuerza que llevarían al colapso a la estructura.
- Luego de haber procesado varios modelos de estructuración se encontró que los muros estructurales se debieron orientar en la dirección del flujo del tsunami (paralelos). Esto coincidentemente es recomendado en la tesis de Erick Mas Samanes (2009) “Estructuras de Concreto Armado Tsunami-Sismorresistentes basadas en Experiencias de los Tsunamis en el Océano Índico (2004) y Camaná”.
- El sismo aplicado para el modelamiento del tsunami es de 9.0 Mw, debido a que en el Perú ocurrió un sismo de igual magnitud cerca al Callao en el año 1746, que fueron verificadas mediante modelamientos numéricos y hechos históricos en la tesis de Cesar Jiménez “Maremoto Notable de 1746”.
- El epicentro del sismo se localizó a 150 km de Pimentel a una profundidad de 30 km por debajo de la fosa marina. Estos datos concuerdan con la tesis de Moreno (2017) en la que indica que en el año 1960 ocurrió un sismo de 7.6 Mw y ocasionó un tsunami con una altura de 5.00 metros en las mismas coordenadas.
- Se aplicó la fuerza por impacto de escombros de la normativa NTM – 007 debido a que considera como escombros a un objeto flotante con un peso de 500 kg viajando a la velocidad del flujo del tsunami e impactando en un tiempo determinado ante una estructura. En cambio, el código FEMA P-646 diseña las estructuras con escombros de tipo contenedores, que son elementos que no existen en la zona de Pimentel.
- Se utilizó la Norma Chilena NTM – 007, debido a que es aplicable a proyectos privados. En cambio, el código FEMA P-646 se abarca fundamentalmente a la evacuación y refugio de las personas en gran cantidad tomando como uso esencial la estructura vertical. El código japonés MLIT-2570 se basa en una fórmula de presión hidrostática en donde la altura se ve

afectado por un valor que está en el rango de 1.5 a 3, lo cual aumenta considerablemente el diseño de la ola para las estructuras.

- La socavación en la base de la estructura para el caso de Pimentel es de 2.40 metros, basadas en la fórmula de Richarson and Davis (1995), donde se asemeja con lo ocurrido en Khao Lak, en Indonesia, con una profundidad aproximada de 2.00 metros causada por una altura máxima de ola de 12.00 metros y que fue generada por un sismo de 9.1 Mw.

V.CONCLUSIONES

- Después de haber realizado el análisis se confirmó la hipótesis donde afirma que, considerando las cargas y efectos del tsunami, las edificaciones brindan la seguridad, estabilidad y resistencia estructural.
- La muestra representativa de las edificaciones ubicadas en la primera línea de la costa del distrito de Pimentel se basó en 4 proyectos de un total de 104 edificios ubicados frente al mar (Muestra no Probabilística). En las 4 edificaciones analizadas por sismo fueron necesarias reforzar para que puedan soportar las cargas y efectos del tsunami.
- La batimetría de la zona de Pimentel es de pendiente uniforme con un porcentaje del 15%. Lo cual trae como ventaja que la altura del tsunami no sea muy elevada.
- La simulación numérica del tsunami fue realizada mediante el programa TUNAMI – N2, donde se pudo acceder con el apoyo de la Dirección de Hidrografía y Navegación. En la simulación se calculó la altura probable de la ola correspondiente a 12.50 metros a nivel de la costa del distrito de Pimentel considerando un periodo de retorno, según normativa internacional, de 500 años y con una probabilidad de ocurrencia del 10%.
- Las fuerzas generadas por el tsunami en relación a las fuerzas del sismo en está en el rango de (1.25 – 1.35) para los edificios de 4 niveles y en la componente vertical (0.5 – 0.7) para edificios entre 8 y 11 niveles.
- Las estructuras fueron modeladas en el programa ETABS determinándose que las edificaciones de la muestra representativa presentan irregularidades (simples) y 2 de ellos no cumplen con la normativa peruana actual por los años de antigüedad por ser diseñadas con normas antiguas.
- La altura del tsunami también depende de las mareas. Si la costa está en pleamar (marea alta), la altura del tsunami se va a elevar. Si la costa está en bajamar, la altura del tsunami no variará.
- Los suelos granulares tienden a ser más susceptibles a otros tipos de suelos debido a la rápida erosionabilidad que presenta ante el flujo del tsunami.

- Las estructuras ubicadas en la costa deben ser protegidas contra la socavación debido al daño considerable que producirían si no son considerados en el diseño.
- Se debe construir edificios que presenten sistema estructural tipo aporticados en la dirección perpendicular al flujo del tsunami, debido a que estos permiten el paso del flujo sin que absorba todo el empuje del tsunami.
- Las edificaciones entre más altas son, más resistentes suelen ser contra las cargas del tsunami debido a que el peso favorece al edificio contra las cargas de levantamiento y empujes horizontales.
- Los esfuerzos más críticos del tsunami, en edificaciones menores o iguales a la altura del tsunami, se presentan en el primer nivel por lo que implicaría que los edificios tengan secciones más grandes de concreto y/o mayores cuantías de acero. Los siguientes niveles presentan menores esfuerzos por lo que las secciones de concreto y/o las cuantías de acero bajan considerablemente resultando secciones y cuantías mínimas reglamentarias por el diseño sismorresistente.

VI. RECOMENDACIONES

- Este tipo de investigación se deben aplicar a todas las zonas costeras del Perú.
- La norma nacional debería incluir en el reglamento las cargas y efectos del tsunami para todas las estructuras ubicadas frente al mar.
- Los edificios de albañilería no son recomendables en zonas potencialmente inundables por tsunamis porque los muros de albañilería absorberían todo el impacto del tsunami que previamente han sufrido las fuerzas de un sismo severo y traería como consecuencia el colapso total del edificio.
- Los muros estructurales o placas, para edificaciones ubicadas frente al mar por riesgos por tsunamis, deben orientarse en sentido del flujo.
- En el diseño arquitectónico, las escaleras deben direccionarse en forma perpendicular al flujo del tsunami porque absorbería menos esfuerzos que afectaría a toda la edificación.
- Los muros no estructurales solo serán diseñados por sismo, en el caso de impacto por las olas del tsunami, estas colapsarán para que permita el flujo libre de las olas entre los elementos estructurales del edificio y así no producir esfuerzos adicionales que perjudiquen a la estructura.

VII. LISTA DE REFERENCIAS

- [1] Real Academia Española, Tsunami, *Diccionario de la Lengua Española*, 23ª Edición, Madrid – España.
- [2] United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization, “Todos preparados ante un tsunami”, *ITIC*, 2012 [En línea]. Disponible en: <https://bit.ly/2FNFMFh> [Accedido: 20-may-2018]
- [3] United State Geological Survey, Samoa Island Region, M 8.1, *USGS*, 2009 [En línea]. Disponible en: <https://on.doi.gov/2XFQBnj> [Accedido: 20-may-2018]
- [4] E. Ortega, C. Jiménez y N. Moggiano, “Tsunamis”, 3ra Edición, Callao – Perú, Dirección de Hidrografía y Navegación, 2012.
- [5] United State Geological Survey, “M 9.1 – Near the East Coast of Honshu”, *USGS* [En línea]. Disponible en: <https://on.doi.gov/2Nr7dLl> [Accedido: 20-may-2018]
- [6] National Oceanic and Atmospheric Administration, “Great Tohoku, Japan Earthquake and Tsunami, 11 March 2011” [En línea]. Disponible en: <https://bit.ly/2DaTCBh> [Accedido: 20-may-2018]
- [7] United State Geological Survey, “M 9.5 – Bio – Bio, Chile”, *USGS* [En línea]. Disponible en: <https://on.doi.gov/2rIv3Ua> [Accedido: 21-may-2018]
- [8] National Oceanic and Atmospheric Administration, “Significant Earthquake” [En línea]. Disponible en: <https://bit.ly/2JkurO9> [Accedido: 24-may-2018]
- [9] M. Lagos y D. Gutiérrez, “Simulación del Tsunami de 1960 en un Estuario del Centro-Sur de Chile”, *Revista de Geografía Norte Grande*, num. 33, Pontificia Universidad Católica de Chile [En línea]. Disponible en: <https://bit.ly/30akF7T> [Accedido: 24-may-2018]
- [10] C. Jimenez, “El Maremoto Notable de 1746”, Callao 2015.

- [11] C. Jimenez *et al*, “Seismic Source of 1746 Callao Earthquake from Tsunami Numerical Modeling”, *Journal of Disaster Research*, Vol 8, num 2, 2013.
- [12] United State Geological Survey, “M 8.4 – Near the Coast of Southern Peru”, *USGS* [En línea]. Disponible en: <https://on.doi.gov/2Nr7dLl> [Accedido: 07-jun-2018]
- [13] B. Jaffe *et al*, “Identification And Interpretation Of Tsunami Deposits From The June 23, 2001 Peru Tsunami”, *Proceedings of the International Conference on Coastal Sediments*, 2003.
- [14] E. Silgado, “Historia de los Sismos más Notables Ocurridos en el Perú”, Lima, 1978.
- [15] National Oceanic and Atmospheric Administration, “Tsunami Historical Series: Chile – 1960”. *NOAA* [En línea]. Disponible en: <https://bit.ly/2XnUGrY> [Accedido: 20-may-2018]
- [16] W. Weischet, “Observations of Geologic and Geomorphic Changes Resulting From the Catastrophic Earthquake of May 1960”. *Bulletin of the Seismological of America*, 1963.
- [17] I. Cifuentes, “The 1960 Chilean Earthquakes”. *Journal of Geophysical Research*, 1989.
- [18] R. Börgel, “Análisis Comparado de dos Megaterremotos chilenos: Valdivia (1960) y Cauquenes (2010)”, 2011.
- [19] Sistema Nacional de Alarmas de Maremotos, “Generalidades de Tsunamis”. *SNAM* [En línea]. Disponible en: <https://bit.ly/2XmmtsF> [Accedido: 13-jun-2018]
- [20] National Oceanic and Atmospheric Administration, “Tsunami Historical Series: Chile – 1960”. *NOAA* [En línea]. Disponible en: <https://bit.ly/2XnUGrY> [Accedido: 20-may-2018]
- [21] United State Geological Survey, “Near the Coast of Ecuador”, *USGS* [En línea]. Disponible en: <https://on.doi.gov/2Xp3tyA> [Accedido: 13-jun-2018]

- [22] P. Carayannis, “Earthquake And Tsunami of 12 December 1979 in Colombia”. *Tsunami Newsletter*, 1980.
- [23] Cruz Roja Colombiana, “Cuaderno de Trabajo Aportes Conceptuales y Metodológicos para la Incorporación de la Gestión del Riesgo por Tsunami en la Educación Formal de la Costa Pacífica Colombiana”, Bogotá, 2011.
- [24] United State Geological Survey, “Near the Coast of Nicaragua”, *USGS* [En línea]. Disponible en: <https://on.doi.gov/30cwWZy> [Accedido: 14-jun-2018]
- [25] UNESCO, “Tsunamis: Las Grandes Olas”, París, 2012.
- [26] S. Mora y R. Barrios, “Estrategias, Políticas y Prácticas para Reducir el Riesgo ante los Peligros Naturales y la Vulnerabilidad”, Caracas, 2000.
- [27] United State Geological Survey, “M 7.7 – Hokkaido, Japan Region”, *USGS* [En línea]. Disponible en: <https://bit.ly/2NwZeww> [Accedido: 26-jun-2018]
- [28] M. Nakao, “Okushiri Tsunami Generated by Southwet-off Hokkaido Earthquake: July 12, 1993 at Okushiri Island off the Hokkaido Southwest Coast”, Tokyo.
- [29] United State Geological Survey, “M 9.1 – Off The West Coast of Nothern Sumatra”, *USGS* [En línea]. Disponible en: <https://on.doi.gov/2NyBiJi> [Accedido: 20-jun-2018]
- [30] M. Saatcioglu, A. Ghobarah y I. Nistor, “The December 26, 2004 Sumatra Earthquake and Tsunami”, 2005.
- [31] United State Geological Survey, “M 8.8 – Off Bio – Bio, Chile”, *USGS* [En línea]. Disponible en: <https://on.doi.gov/2XKpXcH> [Accedido: 21-jun-2018]
- [32] S. Barrientos, “Terremoto (M=8.8) del 27 de Febrero de 2010 en Chile”, Santiago de Chile, 2010.

- [33] M. Contreras y P. Winckler, “Pérdidas de Vidas, Viviendas, Infraestructura y Embarcaciones por el Tsunami del 27 de febrero de 2010 en la Costa Central de Chile”, 2013.
- [34] M. Contreras y P. Winckler, “Área de Inundación y Efectos del Tsunami del 27 de febrero de 2010 en la Localidad de Lloleo, San Antonio. Chile”, Valparaíso, 2012.
- [35] United State Geological Survey, “M 9.1 – Near the East Coast of Honshu, Japan”, *USGS* [En línea]. Disponible en: <https://on.doi.gov/2futSGr> [Accedido: 24-jun-2018]
- [36] EERI Special Earthquake Report, “The Japan Tohoku Tsunami of March 11, 2011”, 2011.
- [37] M. Villatoro, “Tsunami de Tohoku, Japón”, *ERN*, 2011.
- [38] United State Geological Survey, “M 8.3 – 48 km W of Illapel, Chile”, *USGS* [En línea]. Disponible en: <https://on.doi.gov/2Juu43F> [Accedido: 25-jun-2018]
- [39] S. Barrientos, “Informe Técnico: Terremoto de Illapel 16 septiembre 2015” Universidad de Chile, 2015.
- [40] Cooperazione Internazionale, “PROYECTO SIRAD; SISTEMA DE INFORMACIÓN SOBRE RECURSOS PARA ATENCIÓN DE DESASTRES. Investigación sobre el Peligro de Tsunami en el Área Metropolitana de Lima y Callao”, Lima, 2010.
- [41] H. Tavera *et al*, “El Terremoto de la Región Sur de Perú del 23 de junio de 2001”, *Centro Nacional de Datos Geofísicos*, Lima, 2002.
- [42] United State Geological Survey, “M 8.0 – Near The Coast of Central Peru”, *USGS* [En línea]. Disponible en: <https://on.doi.gov/2NyaKHT> [Accedido: 25-jun-2018]
- [43] H. Tavera, I. Bernal y H. Salas, “El sismo de Pisco del 15 de agosto, 2007”, Ica, 2007.

- [44] J. C. Artola, «Modelación Matemática de la Marea Meteorológica Producida por el Huracán Wilma en las Costas de Cuba», Cuba, 2016.
- [45] R. Garnica Miranda, «Modelo Matemático de los Fenómenos que Modifican el Oleaje. Aplicado a las Obras de Protección de la Central Núcleo Eléctrica Laguna Verde (CNLV)», Proyecto de Maestría, México, 2008
- [46] P. Fernández Díez, «Energía del Mar», *Ingeniería Energética*, España, 2004. [En línea]. Disponible en: <https://bit.ly/2Xp9s1K> [Accedido: 25-jun-2018]
- [47] R. González González, M. Ortiz Figueroa y M. Montoya Rodríguez, “Tsunami. Un Problema Matemáticamente Interesante”, *Revista de Matemática: Teoría y Aplicaciones*, México, 2011
- [48] Federal Emergency Management Agency, “Coastal Construction Manual: Principles and Practices of Planning, Siting, Designing, Constructing, and Maintining Residential Buildings in Coastal Areas”, FEMA P-55, Estados Unidos, 2011.
- [49] P. Winckler, M. Reyes y M. Contreras, “Recomendaciones de Diseño de Obras Marítimas y Terrestres Sometidas a Cargas de Tsunami”, *Anales del Instituto de Ingenieros de Chile*, Chile, 2011.
- [50] Y. Okada, “Internal Deformation due to Sear and Tensile Faults in a Half-Space”, *Bulletin of Seismological Society of America*, Vol 82, No. 2, pp. 1018-1040, abril 1992.
- [51] Tanioka & Satake, “Tsunami generation by horizontal displacement of ocean bottom”, *Ann Arbor & Tsukuba, Dept. of Geological Science & Geological Survey of Japan*, 1996.
- [52] Dutykh y Dias, “Tsunami Generation by Horizontal Displacement of Ocean BottomTsunami generation by dynamic displacement of sea bed due to dip-slip faulting”, *Ann Arbor & Tsukuba, Dept. of Geological Science & Geological Survey of Japan*, 1996.

- [53] E. Okal, “Excitation of Tsunamis by Eartquakes, chapter V”, Londres, 2009.
- [54] Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente”, Lima, 2017.
- [55] C. Llopiz, “Filosofía del Diseño para Estructuras de Hormigón Armado”, Mendoza – Argentina.
- [56] Coordinación Nacional de Protección Civil, “Evaluación de la Seguridad Estructural de Edificios”, Mexico, 2016.
- [57] G. Ottazzi, “Diseño en Concreto Armado”, Lima, 2011.
- [58] Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma Técnica E.060 “Concreto Armado”, Lima, 2009.
- [59] J. Montoya y F. Pinto, Cimentaciones, Mérida, 2010.
- [60] A. Briceño y N. Carreras, “Análisis y diseño de muros estructurales de concreto, considerando las experiencias de los terremotos de Chile 2010 y Nueva Zelanda 2011”, Venezuela, 2013.
- [61] C. Jiménez, “El Maremoto Notable de 1746”, Tesis de Grado, Universidad Nacional Mayor de San Marcos, Callao 2015.
- [62] N. Moggiano, “Modelado Numérico del Maremoto de Pisco 2007”, Tesis de Grado, Universidad Nacional Mayor de San Marcos, Lima 2013.
- [63] N. Moreno, “Modelado Numérico del Maremoto de Lambayeque 1960”, Tesis de Grado, Universidad Nacional Mayor de San Marcos, Lima 2017.
- [64] A. Nilson, “Diseño de Estructuras de Concreto”, Colombia, 2001.

- [65] L. Alvarado et al, “Diseño de Elementos Estructurales en Edificios de Concreto Reforzado”, San Salvador, 2004.
- [66] E. Morales, “Criterio de Análisis, Diseño, Ejecución y Ejemplos de Aplicación sobre Sistemas de Escaleras de Concreto Armado”, Tesis de Grado, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 2010.

VIII. ANEXOS

- ANEXO N° 01 – ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS
- ANEXO N° 03 – PLANOS ARQUITECTÓNICOS
- ANEXO N° 04 – PLANOS ESTRUCTURALES POR SISMO
- ANEXO N° 05 – PLANOS ESTRUCTURALES POR TSUNAMI

ANEXO N° 01 – ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS
(VER CARPETA ADJUNTA)

ANEXO N° 02 – PLANOS ARQUITECTÓNICOS
(VER CARPETA ADJUNTA)

ANEXO N° 03 – PLANOS ESTRUCTURALES POR SISMO
(VER CARPETA ADJUNTA)

ANEXO N° 04 – PLANOS ESTRUCTURALES POR TSUNAMI
(VER CARPETA ADJUNTA)