



ALCALDÍA MAYOR DE BOGOTÁ D.C.
SECRETARIA DE EDUCACIÓN
SUBSECRETARIA DE ACCESO Y PERMANENCIA
DIRECCIÓN DE CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE ESTABLECIMIENTOS EDUCATIVOS

PROYECTO: COLEGIO BOITÁ
CONTRATO DE CONSULTORÍA 519 DE 27/12/2019



CONSULTOR: MC CONSTRUCCIONES Y CONSULTORÍAS SAS



CONTENIDO: CERRAMIENTOS METALICOS, ESCALERAS
ELABORADA POR: ING. WILLIAM JAVIER FAJARDO KUDEYRO
M.P. 7620282260 VLL

AGOSTO DE 2020

1. FORMULACIÓN DEL PROYECTO

OBJETIVOS

General

Realizar el diseño de los cerramientos metálicos del edificio de la Institución Educativa Boitá Kennedy, de acuerdo con los requerimientos presentes en la Norma Colombiana Sismorresistente vigente NSR-10.

Específicos

- Reconocer y verificar la alternativa de sistema Estructural
- Especificar los materiales a utilizar.
- Determinar las solicitaciones y casos de carga más desfavorables actuantes en los elementos estructurales.
- Realizar análisis dinámico de la estructura según título A.8
- Realizar el diseño estructural

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto consiste en un edificio educativo localizado en la ciudad de Bogotá D.C, el cual está conformado por 2 edificaciones independientes estructuralmente tanto en cimentación como en altura; cada uno cuenta con 5 niveles y un sótano, se proyecta el uso de las terrazas como zonas recreativas, n las zonas recreativas, rampas y accesos existen cerramientos metálicos en perfiles tubulares.

El diseño de estos elementos se realizará de acuerdo con lo establecido en el titulo A.9 para el diseño sísmico sobre elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica. Se aplicarán todos los requisitos presentes en el Reglamento NSR-10

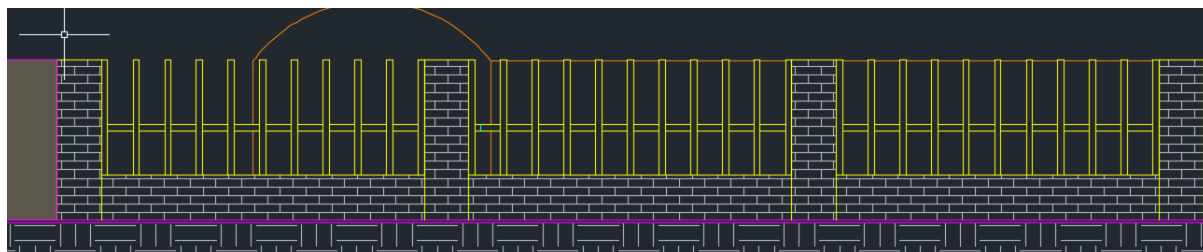


Figura 1 Cerramiento acceso

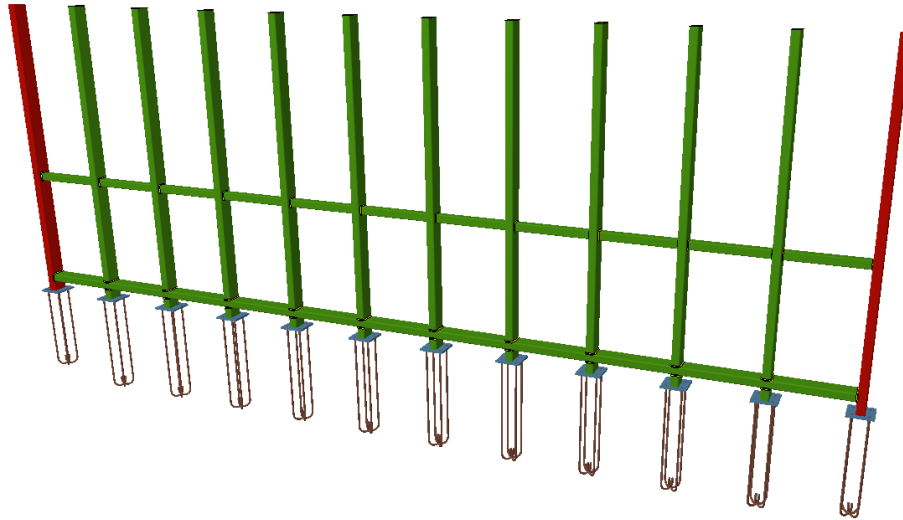


Figura 2 Modelo Estructural cerramiento acceso

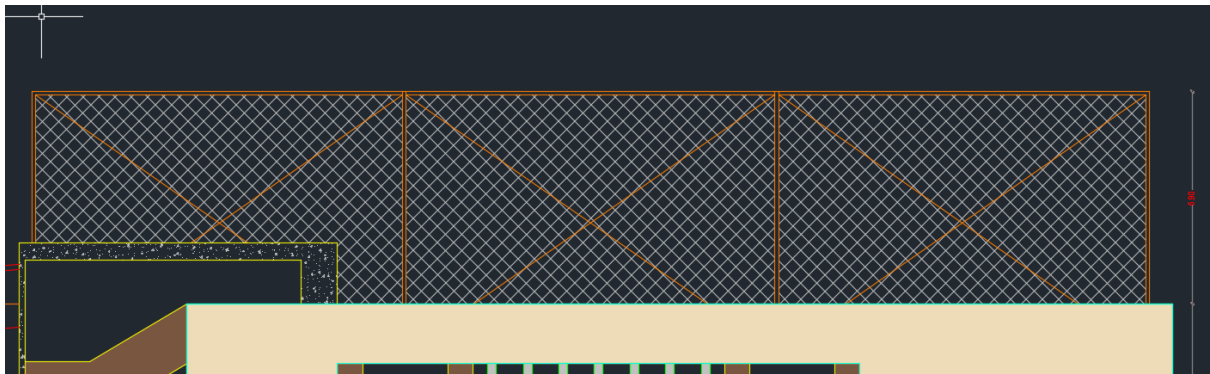


Figura 3 Cerramiento zona cancha

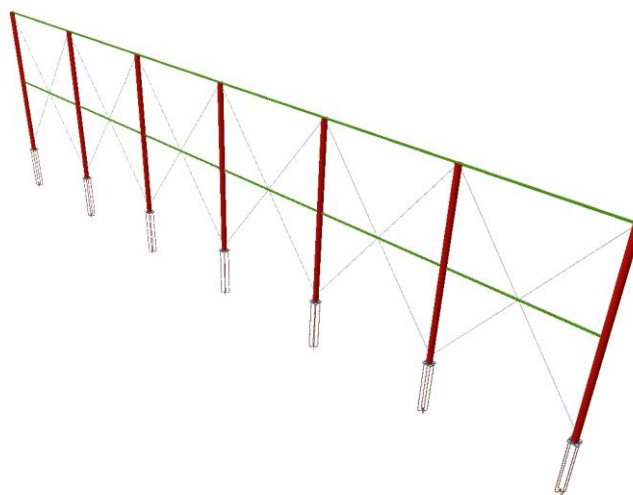


Figura 4 Modelo Estructural cerramiento zona cancha

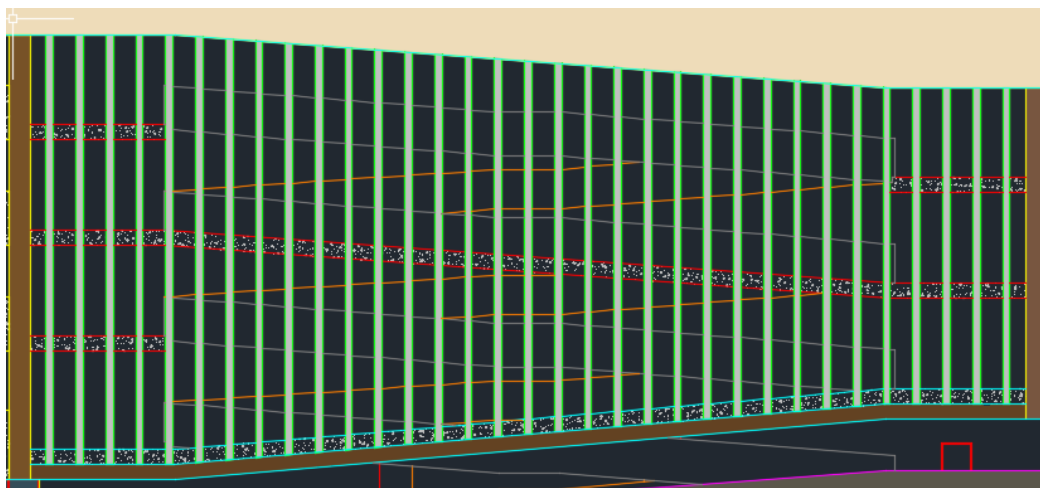
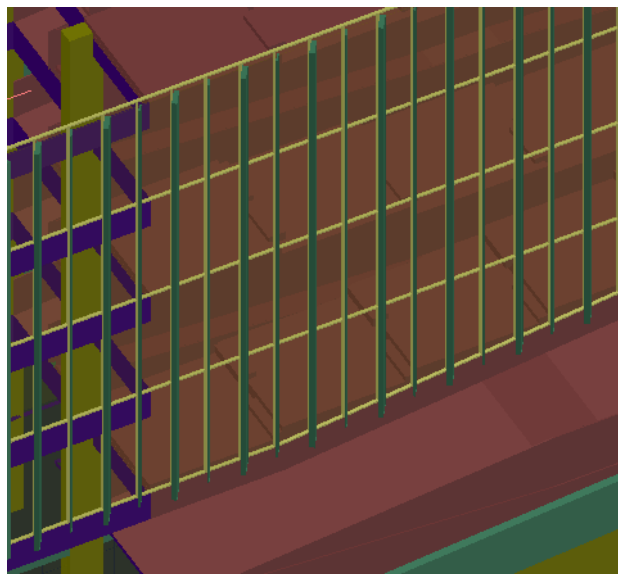


Figura 5 Fachadas rampas

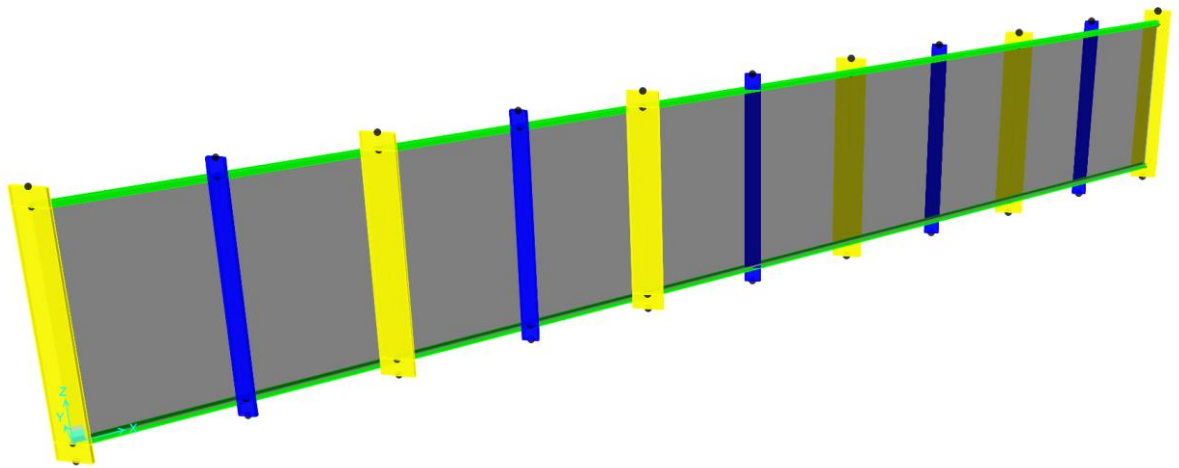


Figura 6 Modelo Fachadas marcos

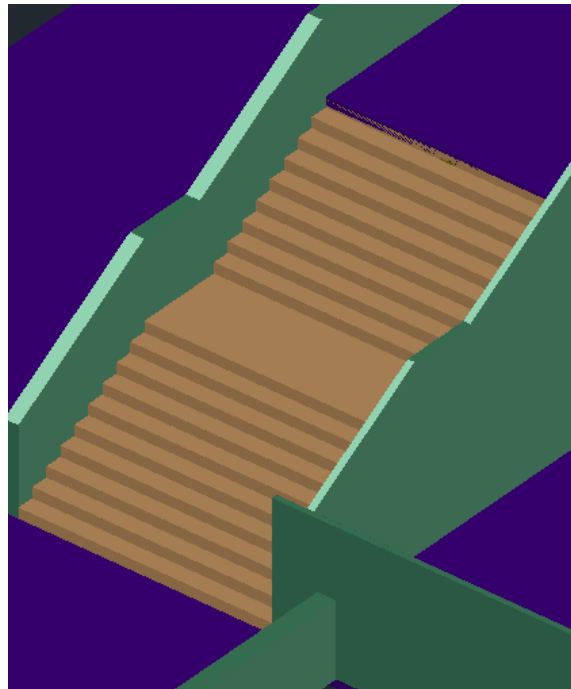


Figura 7 Escaleras acceso

1. DEFINICIÓN DE CARGAS DE DISEÑO

En este ítem se especifican las cargas consideradas en la modelación tridimensional de la estructura, así como las propiedades de los materiales que se usarán en el diseño de los diferentes elementos estructurales.

La Norma Colombiana de Sismo Resistencia define en el Título B todos los lineamientos en cuanto a las cargas que se deben considerar en la modelación de una estructura, entre ellas se encuentra la Carga Muerta, Carga Viva y Fuerzas de Viento.

B.3.1 — La carga muerta cubre todas las cargas de elementos permanentes de construcción incluyendo su estructura, los muros, pisos, cubiertas, cielos rasos, escaleras, equipos fijos todas aquellas cargas que no son causadas por la ocupación y uso de la edificación. Las fuerzas netas de preesfuerzo deben incluirse dentro de la carga muerta.

B.4.1.1 — Las cargas vivas son aquellas cargas producidas por el uso y ocupación de la edificación y no deben incluir cargas ambientales tales como viento y sismo.

B.4.2.1 — Las cargas que se utilicen en el diseño de la estructura deben ser las máximas que se espera ocurran en la edificación debido al uso que ésta va a tener. En ningún caso estas cargas vivas pueden ser menores que las cargas vivas mínimas que se dan en las tablas B.4.2.1-1 y B.4.2.1-2.

B.4.2.2 — EMPUJE EN PASAMANOS Y ANTEPECHOS — Las barandas, pasamanos de escaleras y balcones, y barras auxiliares tanto exteriores como interiores, y los antepechos deben diseñarse para que resistan una fuerza horizontal de 1.00 kN/m (100 kgf/m) aplicada en la parte superior de la baranda, pasamanos o antepecho y deben ser capaces de transferir esta carga a través de los soportes a la estructura. Para viviendas unifamiliares, la carga mínima es de 0.4 kN/m. (40 kgf/m). En estadios y coliseos esa carga mínima horizontal de barandas y antepechos no será menor de 2.5 kN/m (250 kgf/m). En estos y otros escenarios públicos las barandas deberán ser sometidas a pruebas de carga, las cuales deben ser dirigidas y documentadas por el Supervisor Técnico antes de ser puestas en servicio.

Para los cerramientos de la zona de la cancha se utiliza la presión de carga de viento mínima estipulada en el título B.6.1.3.1 de 0.4 Kn/m² se toma como si la superficie no fuese una malla y cada poste carga el área aferente correspondiente.

2. ANÁLISIS SÍSMICO

ZONA DE AMENAZA SÍSMICA DE ACUERDO CON LA MICROZONA SÍSMICA

Según el decreto 523 del 16 diciembre de 2010, por el cual se adopta la microzonificación sísmica de Bogotá D.C y se definen sus respectivas curvas y parámetros de diseño estructural sísmo resistente. A partir de la información presente en el Estudio de Microzonificación, se construyeron los espectros elásticos de aceleración, y Curva elástica de Umbral de daño.

De acuerdo con la ubicación del proyecto, éste se encuentra en la Micro-Zona: Aluvial 200

- Dirección del predio: Calle 45sur N.º 72Q-20
- Barrio: Boitá
- Localidad: 8 Kennedy.

El proyecto está localizado a una distancia aproximada de 826m de la Microzona más cercana Aluvial-100. Por lo tanto, no se hace necesario hacer un promedio de coeficientes y curvas debido a que esta distancia es mayor a 100m, tal como lo recomienda el decreto. Los mapas de localización y de microzonificación de la ciudad de Bogotá D.C, se consultaron a través de los mapas interactivos del sistema de Infraestructura de Datos Espaciales para el Distrito Capital IDECA. A partir del portal Geoportal Gestión de Riesgos y Atención de Emergencias.

Esta información se puede consultar en los siguientes enlaces:

<https://www.ideca.gov.co/recursos/aplicaciones/geoportal-gestion-de-riesgos-y-atencion-de-emergencias>

<https://idiger.maps.arcgis.com/apps/webappviewer/index.html?id=fa4b277533584c3a95a9208b4d542e19>

A continuación, se presenta la localización general en el mapa de microzonificación sísmica de la ciudad de Bogotá D.C.

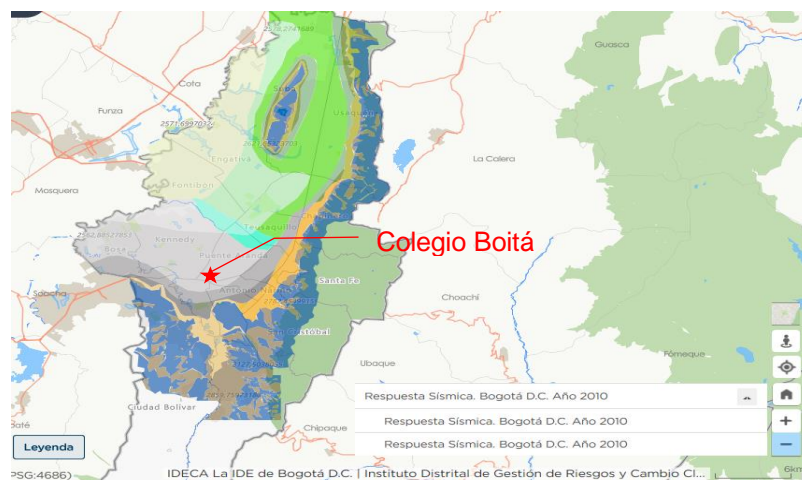


Figura 8 Localización del Proyecto en Mapa de Microzonificación Bogotá D.C

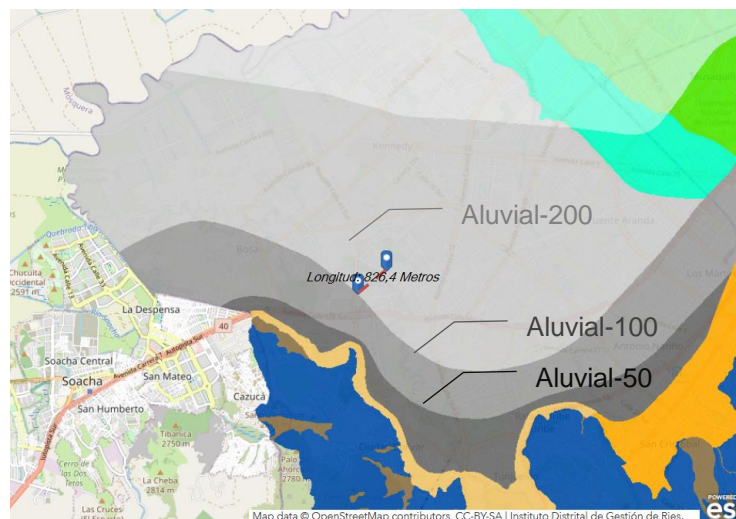


Figura 9 Localización a más de 200m de la Microzona Aluvial-100

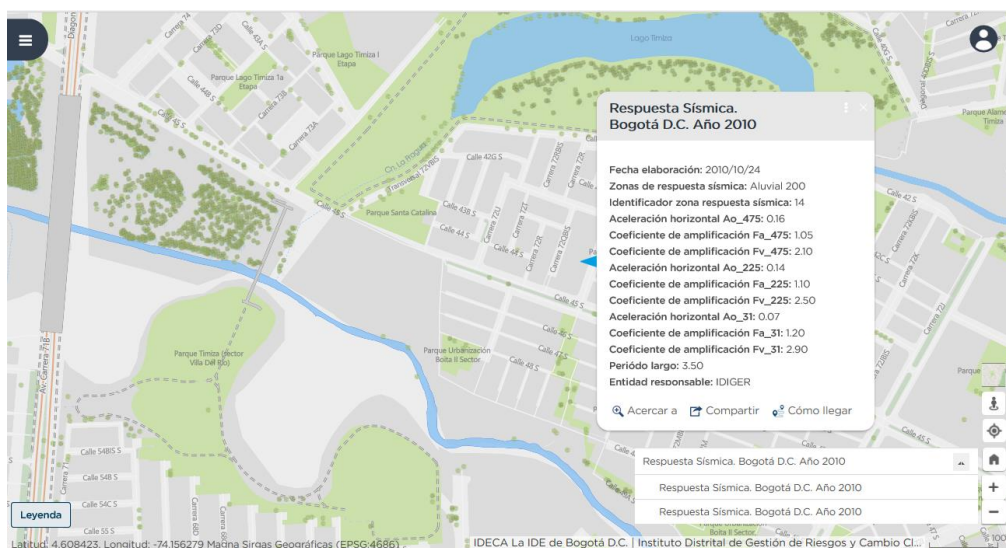


Figura 10 Zona de respuesta sísmica Aluvial-200

1. COEFICIENTE DE IMPORTANCIA

A.2.5.1 — GRUPOS DE USO — Todas las edificaciones deben clasificarse dentro de uno de los siguientes Grupos de Uso:

- A.2.5.1.4.-** Grupo de Uso I
- A.2.5.1.3.-** Grupo de Uso II
- A.2.5.1.2.-** Grupo de Uso III
- A.2.5.1.1.-** Grupo de Uso IV

La edificación corresponde a una institución educativa, por lo tanto, la edificación pertenece al **Grupo de Uso III- Edificaciones de atención a la comunidad**, tal como se describe a continuación:

A.2.5.1.2 — Grupo III — Edificaciones de atención a la comunidad — Este grupo comprende aquellas edificaciones, y sus accesos, que son indispensables después de un temblor para atender la emergencia y preservar la salud y la seguridad de las personas, exceptuando las incluidas en el grupo IV. Este grupo debe incluir:

- (a) Estaciones de bomberos, defensa civil, policía, cuarteles de las fuerzas armadas, y sedes de las oficinas de prevención y atención de desastres,
- (b) Garajes de vehículos de emergencia,
- (c) Estructuras y equipos de centros de atención de emergencias,
- (d) Guarderías, escuelas, colegios, universidades y otros centros de enseñanza,
- (e) Aquellas del grupo II para las que el propietario desee contar con seguridad adicional, y
- (f) Aquellas otras que la administración municipal, distrital, departamental o nacional designe como tales.

A.2.5 — COEFICIENTE DE IMPORTANCIA

A.2.5.2 — COEFICIENTE DE IMPORTANCIA — El Coeficiente de Importancia, I, modifica el espectro, y con ello las fuerzas de diseño, de acuerdo con el grupo de uso a que esté asignada la edificación para tomar en cuenta que para edificaciones de los grupos II, III y IV deben considerarse valores de aceleración con una probabilidad menor de ser excedidos que aquella del diez por ciento en un lapso de cincuenta años considerada en el numeral A.2.2.1, Los valores de I se dan en la tabla A.2.5-1.

Grupo de Uso	Coeficiente de Importancia, I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

De acuerdo con la tabla A.2.5-1 el coeficiente de importancia es $i=1.25$.

TIPO DE PERFIL DE SUELO

De acuerdo con la información presente en el estudio de suelos, la estratigrafía está caracterizada por sobre rellenos de material del sitio con grava y escombros en un espesor variable. A continuación, se encuentran capas de limos arcillosos de alta plasticidad, de consistencia media a dura y algo de arena.

De acuerdo con la información presente en el decreto de microzonificación sísmica el comportamiento geotécnico general de esta micro zona es:

Nombre	Geotecnia	Geología	Geomorfología	Composición principal	Comportamiento geotécnico general	Espesor
Cerros A	Roca de arenisca	Formaciones de Areniscas	Cerros de alta pendiente	Areniscas duras	Rocas competentes y resistentes a la meteorización, eventuales problemas de estabilidad de taludes en excavaciones a cielo abierto, principalmente cuando estén fracturadas o con intercalaciones de arcillolitas blandas	
Cerros B	Roca de arcillolita	Formaciones de Arcillolitas	Cerros de moderada a alta pendiente	Arcillolitas blandas	Rocas de moderada competencia y susceptibles a la meteorización, problemas de estabilidad de taludes en excavaciones a cielo abierto, principalmente cuando estén fracturadas	
Piedemonte A	Suelo coluvial y aluvial norte	Coluviones y Complejo de Conos Aluviales	Piedemonte	Gravas arcillo arenosas compactas	Suelos de alta capacidad portante pero pueden presentar problemas de inestabilidad en excavaciones abiertas	< 50 m
Piedemonte B	Suelo coluvial y aluvial centro			Gravas areno arcillosas compactas		
Piedemonte C	Suelo coluvial y aluvial sur			Gravas areno arcillosas compactas		
Lacustre A	Suelo lacustre muy blando	Terraza Alta - Lacustre	Planicie	Arcillas limosas muy blandas	Suelos de muy baja a media capacidad portante y muy compresibles	20 - 500 m
Lacustre B	Suelo lacustre blando			Arcillas limosas blandas		
Lacustre C	Suelo lacustre - aluvial			Arcillas arenosas firmes		
Aluvial	Suelo aluvial grueso a medio	Terraza Baja - Aluvial y Complejo de Conos Aluviales	Planicie	Arenas arcillosas sueltas a compactas	Suelos de mediana a alta capacidad portante poco compresibles, susceptibles a licuación e inestables en excavaciones a cielo abierto	50 - 250 m
Llanura A	Suelo de llanura - lacustre	Llanura de Inundación	Llanura	Arenas sueltas y arcillas limosas blandas	Suelos de moderada capacidad portante y compresibles, susceptibles a licuación	200 - 500 m
Llanura B	Suelo de llanura - aluvial			Arenas sueltas y arcillas arenosas duras		
Cauce	Cauce activo o antiguo	Cauces Activos	Piedemonte y Planicie	Gravas arenosas sueltas a compactas	Suelos de baja a mediana capacidad portante, susceptibles a licuación y problemas de estabilidad de taludes	
Depósitos	Suelo de ladera	Depósitos de Ladera	Cerros	Gravas areno arcillosas compactas	Suelos de mediana capacidad portante susceptibles a problemas de estabilidad de taludes	5 - 15 m
Residual	Suelo residual	Suelo Residual	Cerros	Arcillas gravo arenosas firmes	Suelos de mediana a alta capacidad portante con posibles problemas de estabilidad de taludes en sectores de alta pendiente	5 - 10 m
Basura	Relleno de basura	Rellenos de Basuras	Piedemonte y Planicie	Basuras	Materiales heterogéneos, que acuerdo con su disposición pueden ser compresibles y susceptibles a problemas de estabilidad en taludes	
Relleno	Relleno de excavación	Rellenos de Excavación	Piedemonte y Planicie	Rellenos heterogéneos	Materiales heterogéneos, que acuerdo con su disposición pueden ser compresibles y susceptibles a problemas de estabilidad en taludes	
Excavación	Excavación especial	Excavaciones Especiales	Piedemonte	Gravas arenosas sueltas a compactas	Zonas de explotación de agregados en el Río Tunjuelo, susceptibles a problemas de estabilidad de taludes	

Tabla 4.1. Descripción de las zonas geotécnicas

ESPECTRO DE DISEÑO

Espectros de elásticos de aceleración

Zona	Fa475 D=5%	Fv475 D=5%	Ao475 (g)	Tl (s)
CERROS	1.35	1.30	0.18	3.0
PIEDEMONTE A	1.65	2.00	0.22	3.0
PIEDEMONTE B	1.95	1.70	0.26	3.0
PIEDEMONTE C	1.80	1.70	0.24	3.0
LACUSTRE-50	1.40	2.90	0.21	4.0
LACUSTRE-100	1.30	3.20	0.20	4.0
LACUSTRE-200	1.20	3.50	0.18	4.0
LACUSTRE-300	1.05	2.90	0.16	5.0
LACUSTRE-500	0.95	2.70	0.14	5.0
LACUSTRE ALUVIAL-200	1.10	2.80	0.17	4.0
LACUSTRE ALUVIAL-300	1.00	2.50	0.15	5.0
ALUVIAL-50	1.35	1.80	0.20	3.5
ALUVIAL-100	1.20	2.10	0.18	3.5
ALUVIAL-200	1.05	2.10	0.16	3.5
ALUVIAL-300	0.95	2.10	0.14	3.5
DEPOSITO LADERA	1.65	1.70	0.22	3.0

Tabla 1 Parámetros Ao, Fa y Fv para espectro de diseño Tr=475años

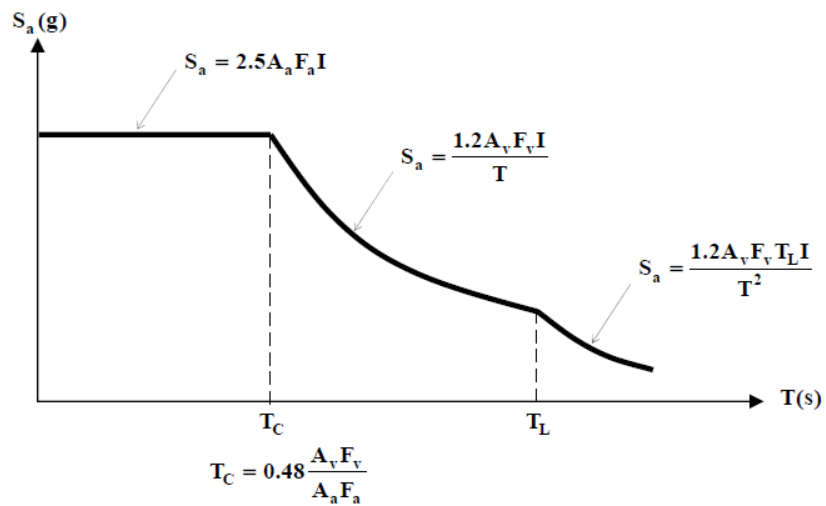


Figura 11 Curva de diseño para un coeficiente de amortiguamiento ξ de 5%

Parámetros

A_a = Aceleración horizontal pico efectiva de diseño. $A_a = 0.15$ g

A_v = Aceleración que representa la velocidad horizontal pico efectiva de diseño. $A_v = 0.20$ g

A_0 = Aceleración horizontal pico efectiva del terreno en superficie (g)

F_a = Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos

F_v = Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios

I = Coeficiente de importancia

S_a = Aceleración espectral (g)

T = Período de vibración (s)

T_C = Período corto (s)

T_L = Período largo (s)

Aa	0.15
Av	0.20
Tr	475 años
Fa	1.05
Fv	2.10
To,	0.27
Tc	1.28
TL	3.50
I	1.25

Tabla 2 Parámetros de sitio Zona Aluvial-200

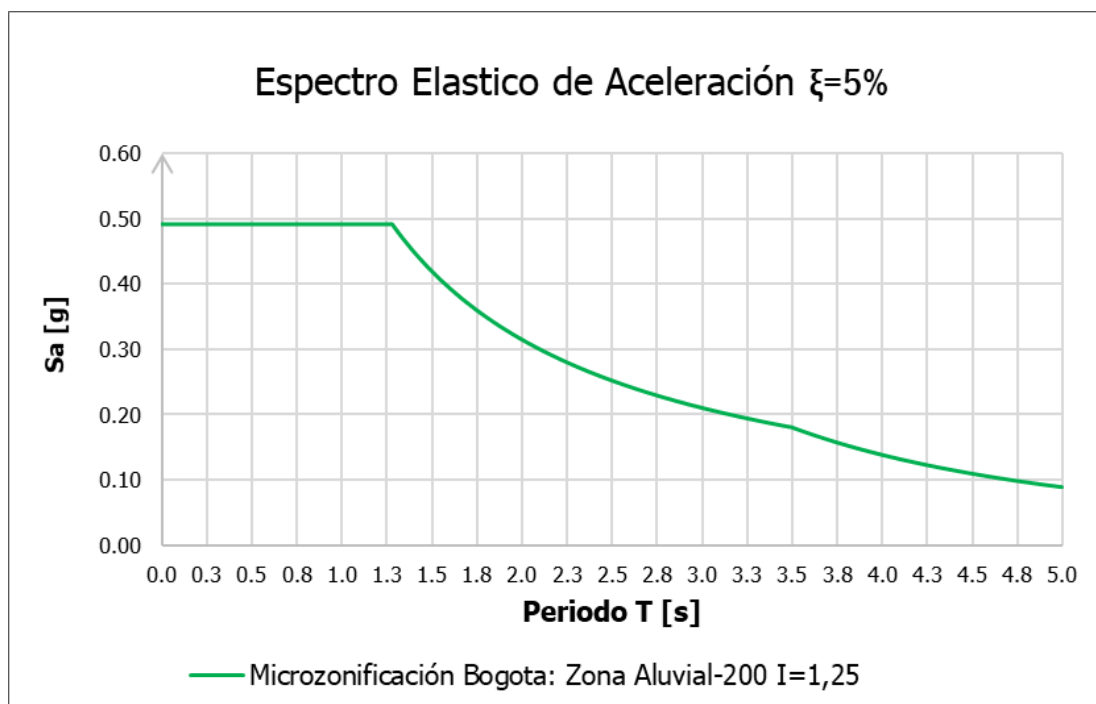


Figura 12 Espectro elástico de diseño $i=1.25$

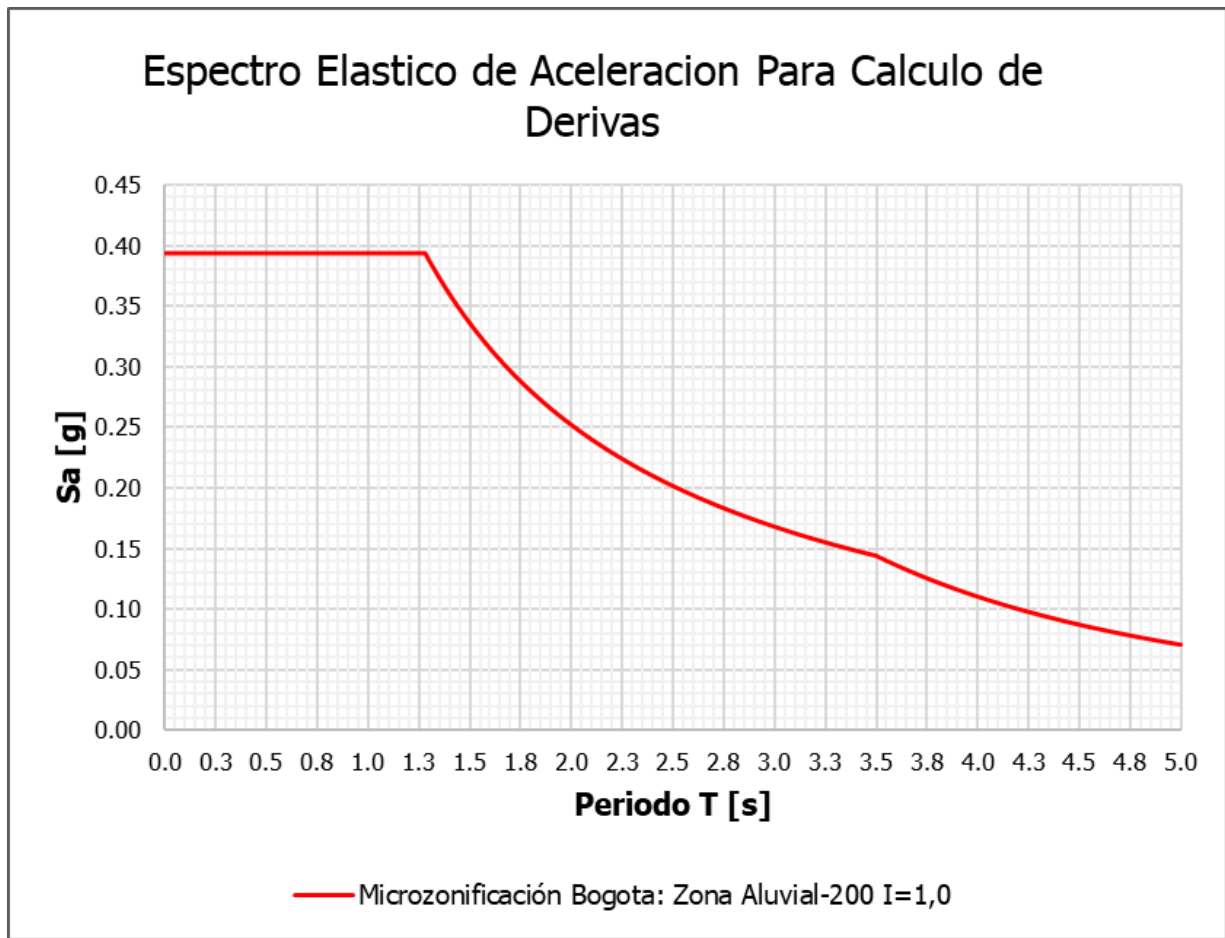


Figura 13 Espectro elástico de aceleración I=1.0

Para el cálculo de la fuerza horizontal sobre un elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, se utiliza la siguiente ecuación.

$$F_p = \frac{a_x g}{R_0} M_p$$

A.8.2.1.2 — Método del análisis dinámico — Cuando se utilice el método del análisis dinámico, la aceleración horizontal, a_x , expresada como un porcentaje de la aceleración de la gravedad, sobre el elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, localizado en el piso x , es igual a la aceleración a que se ve sometido el piso después de realizar el ajuste de resultados prescrito en A.5.4.5. El valor de la aceleración obtenida por medio del método del análisis dinámico no puede ser menor que el que se obtiene por medio de la ecuación A.8.2-1.

<i>Sax:</i>	<i>0.492</i>
<i>Say:</i>	<i>0.492</i>

$$a_i = A_s + \frac{(S_a - A_s)h_i}{h_{eq}} \quad h_i \leq h_{eq}$$

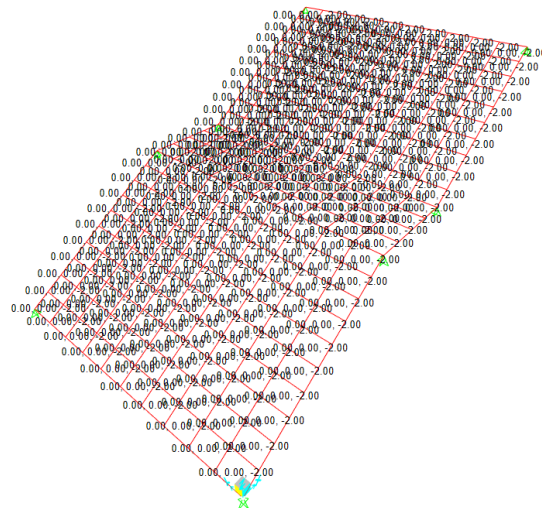
$$a_i = S_a \frac{h_i}{h_{eq}} \quad h_i \geq h_{eq}$$

R0 = 1.5 coeficiente de disipación de energía utilizado en el diseño de las rampas metálicas

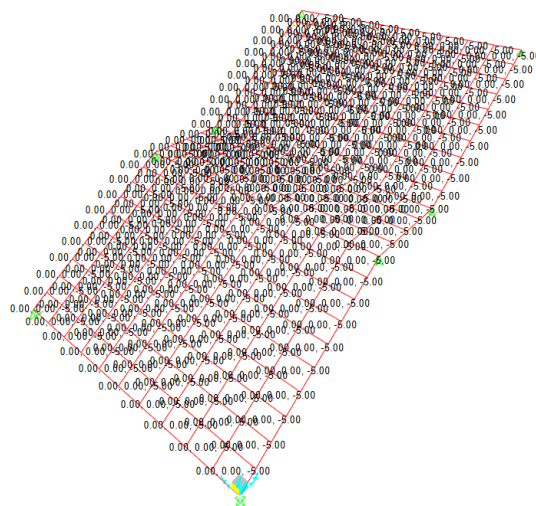
$$F_p = \frac{0.492 \cdot 1.13 \cdot 9.81}{1.5} \cdot M_p = 3.64 \cdot M_p$$

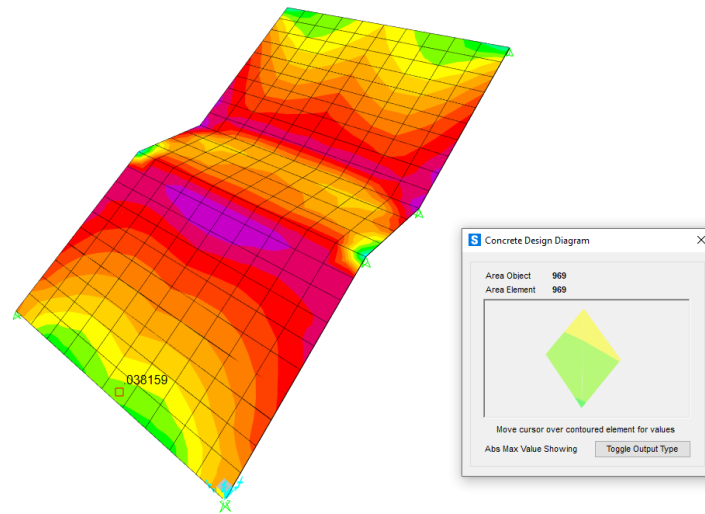
DISEÑO ESTRUCTURAL ESCALERA

Carga muerta 2 KN/m²



Carga viva escalera 5 Kn/m²





Sobre esfuerzo en la losa: se debe usar barras numero 3 cada 15 cm en ambas direcciones como se explica a continuación $0.0322 \times 15 = 0.57 \text{ cm}^2$ usar barra #3 cada 15 cm.

Diseño vidrios del edificio

La carga de viento utilizada es la de 0.40 KN/m² especificada en la memoria de calculo de los edificios, de igual manera se adjunta el avalúo de viento en las fachadas dando una presión de viento menor a la mínima para el *SPRFV*

Unidades: Kgf, m

Velocidad Viento (km/h)	80
Altura Cornisa (he)	28.00
Altura Cumbre (hr)	28.00
Ancho Edificación (L)	27.00
Largo Edificación (B)	32.10
Factor Topografía (Kzt)	1
Factor Dirección (Kd)	.85
Relación Amortiguamiento	0.05
Coefficiente Periodo (Ct)	0.072
Exponente Periodo	0.8
Dirección Viento (Cumbre)	Normal
Tipo de Cubierta	Un Agua
Tipo Edificación	Cerrado
Exposición	B
Ocupación	III

2. RESULTADOS

Angulo de Techo	0.00
Altura Media (h)	28.00
Coef. Muro Barlov. (Cp)	0.80
Coef. Muro Sotav. (Cp)	-0.50
Coef. Muro Lat. (Cp)	-0.70
Coef. Pres. Int. - (-GCpi)	-0.18
Coef. Pres. Int. + (+GCpi)	0.18
Presión x Vel. (qh)	29.59
Factor de Ráfaga (G)	0.84
Periodo (segs.) (T)	1.04

Coefficiente Presión Cubierta	Cp (Caso 1)	Cp (Caso 2)
Coef. Pres. Cubierta Zona 1 (0 a h/2)	-1.04	-0.18
Coef. Pres. Cubierta Zona 2 (h/2 a h)	-0.70	-0.18
Coef. Pres. Cubierta Zona 3 (h a 2h)	0.00	0.00
Coef. Pres. Cubierta Zona 4 (>2h)	0.00	0.00

Muro a Barlovento			Coef. Presión	Presión de Diseño	
Z	Kz	Qz	Cp	W/+GCpi	W/-GCpi
0.00	0.55	16.97	0.80	6.03	16.69
4.00	0.55	16.97	0.80	6.03	16.69
6.00	0.62	19.06	0.80	7.43	18.08
8.00	0.67	20.69	0.80	8.52	19.17
12.00	0.76	23.23	0.80	10.22	20.88
14.00	0.79	24.28	0.80	10.92	21.58
16.00	0.82	25.22	0.80	11.55	22.21
20.00	0.88	26.88	0.80	12.66	23.32
24.00	0.92	28.32	0.80	13.63	24.28
28.00	0.96	29.59	0.80	14.48	25.13
28.00	0.96	29.59	0.80	14.48	25.13

$$p = qGCp - qi(GCpi)$$

Superficie	Coef. Presión	Presión de Diseño	
	Cp	W+GCpi	W-GCpi
Muro Sotavento	-0.50	-17.71	-7.05
Paredes Laterales	-0.70	-22.66	-12.00
Cubierta Zona 1-Caso 1	-1.04	-31.08	-20.42
Cubierta Zona 1-Caso 2	-0.18	-9.78	0.87
Cubierta Zona 2-Caso 1	-0.70	-22.66	-12.00
Cubierta Zona 2-Caso 2	-0.18	-9.78	0.87

Directional Procedure Simplified Diaphragm Building (Ch 27 Part 2)

All pressures shown are based upon ASD Design, with a Load Factor of .6

Basic Wind Speed(V)	=	22.00 m/s		
Structural Category	=	III	Exposure Category	= B
Natural Frequency	=	N/A	Flexible Structure	= No
Importance Factor	=	1.00	Kd Directional Factor	= 0.85
Damping Ratio (beta)	=	0.01		
Alpha	=	7.00	Zg	= 365.76 m
At	=	0.14	Bt	= 0.84
Am	=	0.25	Bm	= 0.45
Cc	=	0.30	l	= 97.54 m
Epsilon	=	0.33	Zmin	= 9.14 m
Slope of Roof	=	0 : 12	Slope of Roof(Theta)	= .00 Deg
Ht: Mean Roof Ht	=	28.00 m	Type of Roof	= Gabled
RHt: Ridge Ht	=	28.00 m	Eht: Eave Height	= 28.00 m
OH: Roof Overhang at Eave	=	.00 m	Roof Area	= 792.00 m^2
Bldg Length Along Ridge	=	33.00 m	Bldg Width Across Ridge	= 24.00 m

Gust Factor Category I Rigid Structures - Simplified Method

Gust1: For Rigid Structures (Nat. Freq.>1 Hz) use 0.85 = 0.85

Gust Factor Category II Rigid Structures - Complete Analysis

Zm:	0.6*Ht	=	16.80 m
lzm:	Cc*(33/Zm)^0.167	=	0.28
Lzm:	1*(Zm/33)^Epsilon	=	115.72 m
Q:	(1/(1+0.63*((B+Ht)/Lzm)^0.63))^0.5	=	0.85
Gust2:	0.925*((1+1.7*lzm*3.4*Q)/(1+1.7*3.4*lzm))	=	0.84

Gust Factor Summary

Not a Flexible Structure use the Lessor of Gust1 or Gust2 = 0.84

Table 26.11-1 Internal Pressure Coefficients for Buildings, GCpi

GCpi : Internal Pressure Coefficient = +/-0.55

Reduction Factor for Large Volume Buildings, Ri

Aog:	Total Area of Openings in Bldg Envelope	=	.00 m^2
Vi:	Unpartitioned Internal Volume	=	.00 m^3
Ri:	0.5*((1+1/(1+(Vi/(22800*Aog))^0.5)) (Eqn. 6-16)	=	1.000
Notes: 1) +GCpi = +0.55 * Ri			
Notes: 2) -GCpi = -0.55 * Ri			

Topographic Adjustment

0.33*z	=	30.31
Kzt (0.33*z): Topographic factor at elevation 0.33*z	=	1.00
Vttopo: Adjust V per Para 27.5.2: V * [Kzt(0.33*z)]^0.5	=	22.00 m/s

Net Wind Pressures on Walls (Table 27.6-1)

Wall Pressures do not include effect of internal pressure

MWFRS-Wall Pressures for Wind Normal to 78.74 ft wall

L/B = 1.38

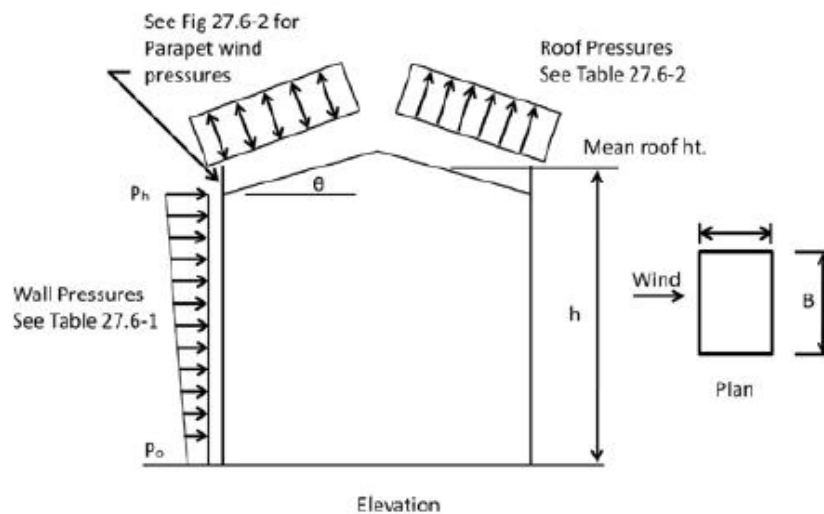
ph: Net Pressure at top of wall (windward + leeward) = 0.81 KPa
 p0: Net Pressure at bottom of wall (windward + leeward) = 0.59 KPa

ps: Side wall pressure acting uniformly outward = $.58 * ph$ = 0.47 KPa
 pl: Leeward wall pressure acting uniformly outward = $.34 * ph$ = 0.27 KPa
 pwh: Windward wall pressure acting uniformly outward = $ph - pl$ = 0.53 KPa
 pw0: Windward wall pressure acting uniformly outward = $p0 - pl$ = 0.31 KPa

MWFRS-Wall Pressures for Wind Normal to 108.27 ft wall

L/B = 0.73
 ph: Net Pressure at top of wall (windward + leeward) = 0.84 KPa
 p0: Net Pressure at bottom of wall (windward + leeward) = 0.63 KPa

ps: Side wall pressure acting uniformly outward = $.54 * ph$ = 0.46 KPa
 pl: Leeward wall pressure acting uniformly outward = $.38 * ph$ = 0.32 KPa
 pwh: Windward wall pressure acting uniformly outward = $ph - pl$ = 0.52 KPa
 pw0: Windward wall pressure acting uniformly outward = $p0 - pl$ = 0.31 KPa

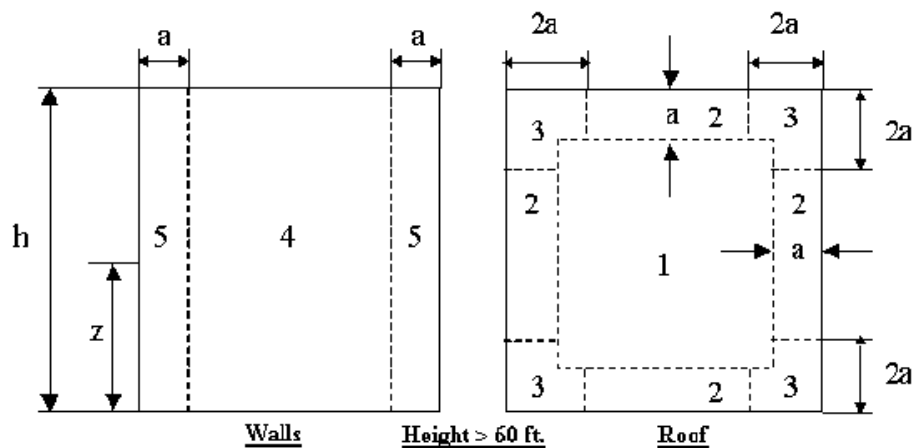


Net Wind Pressures on Roof (Table 27.6-2):

Exposure Adjustment Factor = 0.776

Zone	Load Case1 KPa	Load Case2 KPa
----	-----	-----
1	.00	.00
2	.00	.00
3	-0.77	.00
4	-0.69	.00
5	-0.57	.00

Note: A value of '0' indicates that the zone/load case is not applicable.



Wind Pressure on Components and Cladding (Ch 30 Part 3)

All pressures shown are based upon *STRENGTH* Design, with a Load Factor of 1

Description	Width of Pressure Coefficient Zone "a" = 2.4 m							
	Width m	Span m	Area m ²	Sone	Max GCp	Min GCp	Max P KPa	Min P KPa
vidrio1	3.70	2.00	7.4	1	.00	-1.13	0.77	-0.77
vidrio2	3.70	2.00	7.4	1	.00	-1.13	0.77	-0.77

K_{hcc} : Comp. & Clad. Table 6-3 Case 1

= 0.96

q_{hcc} : $.00256 \cdot V^2 \cdot K_{hcc} \cdot K_{ht} \cdot K_d$

= 0.24 KPa

Cargas de Granizo:

La ciudad de Bogotá D.C, se encuentra ubicada a más de 2600m.s.n.m. De acuerdo con B.4.8.3 de la NSR-10 se debe tener en cuenta la carga de granizo tal como se explica a continuación.

B.4.8.3 — CARGA DE GRANIZO

B.4.8.3.1 — Las cargas de granizo, G , deben tenerse en cuenta en las regiones del país con más de 2 000 metros de altura sobre el nivel del mar o en lugares de menor altura donde la autoridad municipal o distrital así lo exija.

B.4.8.3.2 — En los municipios y distritos donde la carga de granizo deba tenerse en cuenta, su valor es de 1.0 kN/m² (100 kgf/m²). Para cubiertas con una inclinación mayor a 15° este valor puede reducirse a 0.5 kN/m² (50 kgf/m²).

K.4.2.6 — ÁREAS MÁXIMAS DE LAS LÁMINAS DE VIDRIO — En las tablas K.4.2-3 a K.4-2.6, las cuales han sido elaboradas a partir de la norma ASTM E1300-09a, se presenta el área máxima permitida para una lámina de vidrio recocido, termoendurecido, templado o laminado (recocido), con relación largo/ancho menor o igual a 2 y soportada en los cuatro lados. Los valores de área máxima se dan para cada espesor y para varios valores de presión de viento calculados según K.4.2.4 y B.6, indicando los intervalos de presión para cada región en la que se ubica la edificación, de acuerdo con la clasificación de las velocidades de viento de diseño especificadas en el Mapa de Amenaza Eólica de la Figura B.6.4.1, considerando que la presión del viento actúa por un solo lado de la lámina.

Se debe usar un espesor de 4 mm para vidrios con áreas de 4.40 a 6.60 m² y un máximo de 8mm en áreas de ventanas de 19.76 m², según la tabla K.4.2-2

Tabla K.4.2-2

Áreas máximas, en m², de acuerdo con el espesor, en mm, de vidrios recocidos colocados verticalmente, con relación largo/ancho menor o igual a dos (2) y soportados en los cuatro lados

Región ^a					Presión producida por el viento kN/m ²	Área del vidrio en m ²					
1	2	3	4	5	3 mm	4 mm		5 mm	6 mm	8 mm	10 mm
•	•	•	•	•	0.50	4.40	6.60	9.00	12.18	19.76	-
•	•	•	•	•	0.75	2.85	4.27	5.76	7.72	11.52	14.58
•	•	•	•	•	1.00	2.00	3.03	3.92	4.99	7.22	9.59
	•	•	•	•	1.25	1.55	2.18	2.76	3.59	5.31	6.85
	•	•	•	•	1.50	1.18	1.62	2.06	2.76	4.06	5.45
		•	•	•	2.00	0.73	1.08	1.38	1.84	2.88	3.92
		•	•	•	3.00	0.43	0.63	0.86	1.16	1.84	2.65
			•	•	4.00	0.30	0.47	0.62	0.87	1.42	1.97
			•	•	5.00	0.23	0.38	0.50	0.70	1.09	1.50
				•	7.00	0.17	0.26	0.35	0.50	0.81	1.10

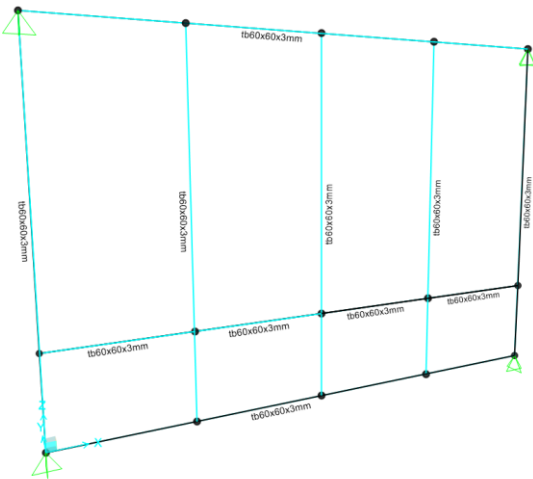
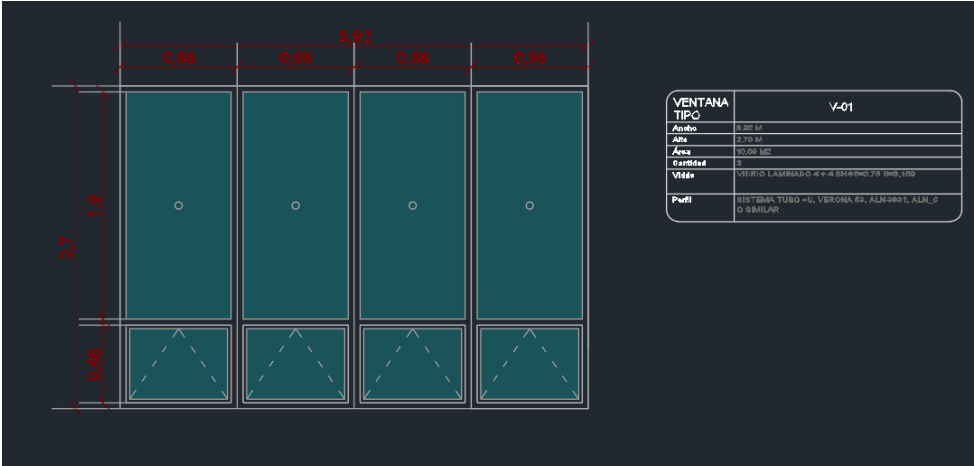


Figura 14 Marco ventaneria tubo60x60x2mm

K.4.2.7 — DEFLEXIONES ADMISIBLES — Deben determinarse analíticamente las deflexiones bajo cargas de diseño de los elementos que sirvan de apoyo a los vidrios en cualquier sistema vidriado. Cuando se requieran ensayos estructurales para determinar las deflexiones, éstos deben realizarse de acuerdo con la norma ASTM E330-02. Cuando en los sistemas de marco se utilicen perfiles extruados para los cuales se han determinado las propiedades físicas y se han ensayado los sistemas de anclajes y conexiones, no se requiere la realización de ensayos estructurales.

K.4.2.7.1 — Bajo cargas de diseño, para elementos que soporten vidrio cuyos bordes se consideren firmemente soportados, la deflexión de los elementos en la dirección perpendicular al plano del muro debe satisfacer los requisitos de estas normas, pero no debe exceder la longitud de la luz dividida por 175 ($L/175$) en luces de hasta 4 m, y la longitud de la luz dividida por 240 más 6.35 mm ($L/240 + 6.35$ mm) en luces entre 4 m y 12 m. Las luces mayores que 12 m pueden requerir restricciones adicionales y deben ser analizadas por el diseñador estructural o por el diseñador de elementos no estructurales, según sea el caso. Si el valor $L/175$ se considera excesivo para aplicaciones específicas, el diseñador puede especificar menores deflexiones. Cuando se afecta un panel de yeso la deflexión no debe exceder $1/360$ de la luz. Cuando los elementos que soportan el vidrio (marco) no cumplan los anteriores requisitos de deflexión, el análisis de las láminas de vidrio, debe considerar las deflexiones del marco.

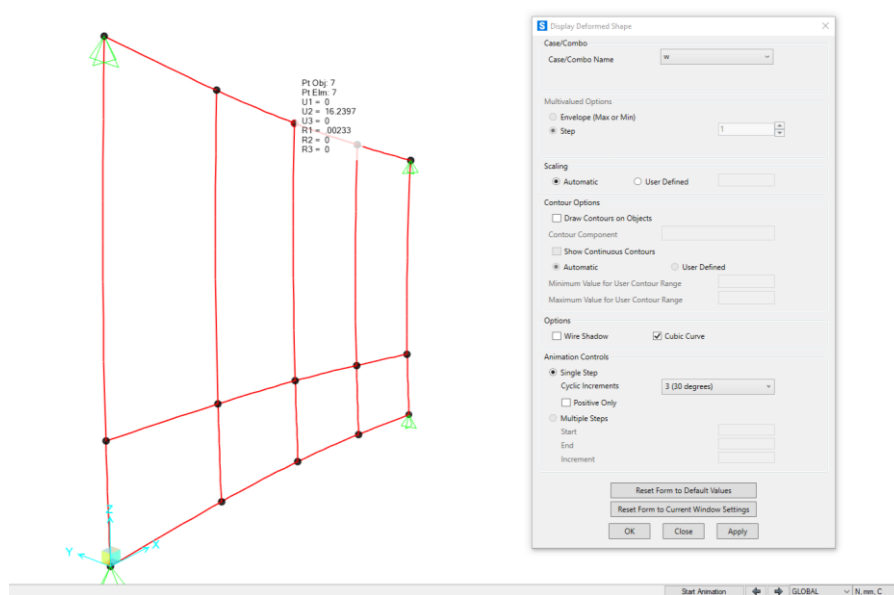


Figura 15 deflexión marco debido a carga de viento.

Limite $L/175 = 3.92/175 = 22.4\text{mm} > 16.24\text{mm}$ OK cumple

www.hilti.com

Empresa:
Dirección:
Teléfono I Fax: |
Diseño: hormigón - 21 de ene. de 2021 (1)
Sub Proyecto I Pos. No.:

Página: 1
Proyectista:
Correo electrónico:
Fecha: 1/21/2021

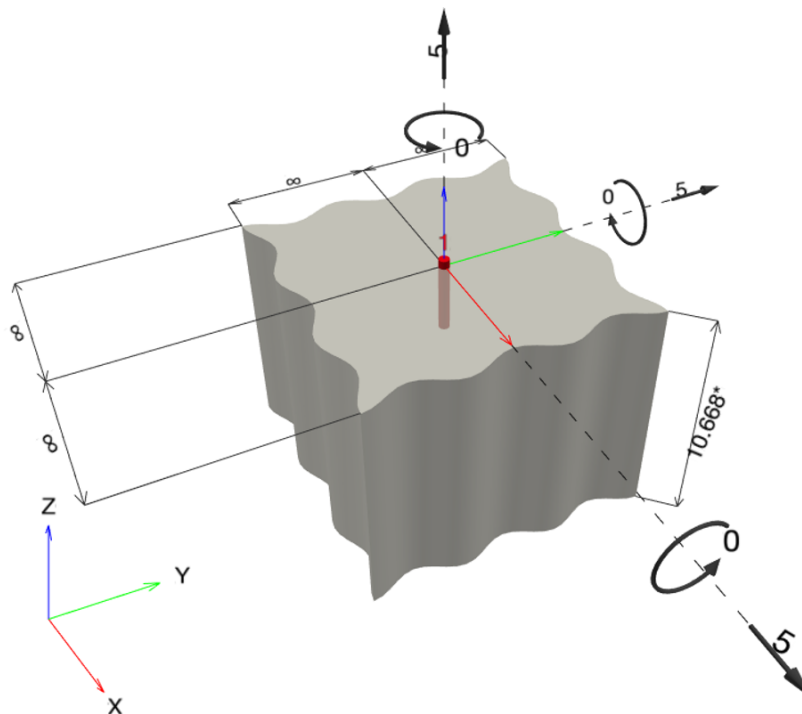
Specifier's comments:

1 Insertar datos

Tipo y tamaño de anclaje:	Kwik Bolt 1 - CS 1/2 (3 1/4) hnom2
Número de artículo:	2231459 KB1 1/2x4 1/2
Profundidad efectiva de anclaje:	$h_{ef} = 82,5 \text{ mm}$, $h_{nom} = 92,1 \text{ mm}$
Material:	Carbon Steel
Informe de Evaluación:	ER-678
Establecidos I Válidos:	11/23/2020 11/30/2021
Prueba:	método de cálculo ACI 318 / AC193
Fijación a distancia:	
Perfil:	
Material Base:	fisurado hormigón, 2500, $f'_c = 2.500 \text{ psi}$; $h = 10.668,0 \text{ mm}$
Armadura:	tracción: condición B, Cortante: condición B; no presencia de armado adicional a splitting (fisuración)
	Armadura de borde: nada o < 4 barras
Cargas de sismo (categorías C, D, E o F)	



Geometría [mm] & Carga [kN, kNm]



www.hilti.com

Empresa:		Página:	2
Dirección:		Proyectista:	
Teléfono I Fax:		Correo electrónico:	
Diseño:	hormigón - 21 de ene. de 2021 (1)	Fecha:	1/21/2021
Sub Proyecto I Pos. No.:			

1.1 Resultados de cálculo

Caso	Descripción	Fuerzas [kN] / Momentos [kNm]	Sismo	Max. Útil. Anclaje [%]
1	Combinación 1	N = 5,000; V _x = 5,000; V _y = 5,000; M _x = 0,000; M _y = 0,000; M _z = 0,000;	no	47

2 Caso de carga/Resultante de cargas en los anclajes

Reacciones en el anclaje [kN]

Carga a tracción: (+Tracción, -Compresión)

Anclaje	Carga a tracción	Fuerza de cortante	Cortante en x	Cortante en y
1	5,000	7,071	5,000	5,000

Máxima extensión del hormigón a compresión: - [%]

Máxima tensión del hormigón a compresión: - [psi]

Tracción resultante en (x/y)=(0,0/0,0): 0,000 [kN]

Compresión resultante en (x/y)=(0,0/0,0): 0,000 [kN]

3 Carga a tracción

	Carga N _{ua} [kN]	Capacidad ϕ N _n [kN]	Utilización $\beta_N = N_{ua}/\phi N_n$	Estado
Fallo por Acero*	5,000	36,245	14	OK
Fallo por extracción*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rotura por cono de hormigón**	5,000	14,399	35	OK

* anclaje más solicitado **grupo de anclajes (anclajes en tracción)

www.hilti.com

Empresa:
 Dirección:
 Teléfono | Fax: |
 Diseño: hormigón - 21 de ene. de 2021 (1)
 Sub Proyecto | Pos. No.:

Página: 3
 Proyectista:
 Correo electrónico:
 Fecha: 1/21/2021

3.1 Fallo por Acero

N_{sa} = ESR value Hace referencia a ICC-ES ER-678
 $\phi N_{sa} \geq N_{ua}$ ACI 318-08 Eq. (D-1)

Variables

$A_{se,N}$ [mm ²]	f_{uta} [psi]
66	105.942

Cálculos

N_{sa} [kN]
48,327

Resultados

N_{sa} [kN]	ϕ_{steel}	ϕN_{sa} [kN]	N_{ua} [kN]
48,327	0,750	36,245	5,000

3.2 Rotura por cono de hormigón

$$N_{cb} = \left(\frac{A_{Nc}}{A_{Nc0}} \right) \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \quad \text{ACI 318-08 Eq. (D-4)}$$

$$\phi N_{cb} \geq N_{ua} \quad \text{ACI 318-08 Eq. (D-1)}$$

A_{Nc} Ver ACI 318-08, Parte D.5.2.1, Fig. RD.5.2.1(b)

$$A_{Nc0} = 9 h_{ef}^2 \quad \text{ACI 318-08 Eq. (D-6)}$$

$$\psi_{ed,N} = 0,7 + 0,3 \left(\frac{c_{a,min}}{1,5 h_{ef}} \right) \leq 1,0 \quad \text{ACI 318-08 Eq. (D-11)}$$

$$\psi_{cp,N} = \text{MAX} \left(\frac{c_{a,min}}{c_{ac}}, \frac{1,5 h_{ef}}{c_{ac}} \right) \leq 1,0 \quad \text{ACI 318-08 Eq. (D-13)}$$

$$N_b = k_c \lambda \sqrt{f_c} h_{ef}^{1,5} \quad \text{ACI 318-08 Eq. (D-7)}$$

Variables

h_{ef} [mm]	$c_{a,min}$ [mm]	$\psi_{c,N}$	c_{ac} [mm]	k_c	λ	f_c [psi]
82,5	∞	1,000	254,0	17	1	2.500

Cálculos

A_{Nc} [mm ²]	A_{Nc0} [mm ²]	$\psi_{ed,N}$	$\psi_{cp,N}$	N_b [kN]
61.331	61.331	1,000	1,000	22,153

Resultados

N_{cb} [kN]	$\phi_{concrete}$	ϕN_{cb} [kN]	N_{ua} [kN]
22,153	0,650	14,399	5,000

www.hilti.com

Empresa:		Página:	4
Dirección:		Proyectista:	
Teléfono I Fax:		Correo electrónico:	
Diseño:	hormigón - 21 de ene. de 2021 (1)	Fecha:	1/21/2021
Sub Proyecto I Pos. No.:			

4 Carga de cortante

	Carga V_{ua} [kN]	Capacidad ϕV_n [kN]	Utilización $\beta_V = V_{ua}/\phi V_n$	Estado
Fallo por Acero*	7,071	15,099	47	OK
Fallo por Acero (con brazo de palanca)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Fallo por desconchamiento**	7,071	31,014	23	OK
Rotura de borde de hormigón en dirección	N/A	N/A	N/A	N/A

**

* anclaje más solicitado **grupo de anclajes (anclajes relevantes)

4.1 Fallo por Acero

V_{sa} = ESR value Hace referencia a ICC-ES ESR-678
 $\phi V_{steel} \geq V_{ua}$ ACI 318-08 Eq. (D-2)

Variables

$A_{se,V}$ [mm ²]	f_{uta} [psi]	$\alpha_{V,seis}$
66	105.942	1,000

Cálculos

V_{sa} [kN]
23,229

Resultados

V_{sa} [kN]	ϕ_{steel}	ϕV_{sa} [kN]	V_{ua} [kN]
23,229	0,650	15,099	7,071

www.hilti.com

Empresa:
 Dirección:
 Teléfono | Fax: |
 Diseño: hormigón - 21 de ene. de 2021 (1)
 Sub Proyecto | Pos. No.:

Página: 5
 Proyectista:
 Correo electrónico:
 Fecha: 1/21/2021

4.2 Fallo por desconchamiento

$$V_{cp} = k_{cp} \left[\left(\frac{A_{Nc}}{A_{Nc0}} \right) \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b \right] \quad \text{ACI 318-08 Eq. (D-30)}$$

$$\phi V_{cp} \geq V_{ua} \quad \text{ACI 318-08 Eq. (D-2)}$$

$$A_{Nc} \text{ Ver ACI 318-08, Parte D.5.2.1, Fig. RD.5.2.1(b)}$$

$$A_{Nc0} = 9 h_{ef}^2 \quad \text{ACI 318-08 Eq. (D-6)}$$

$$\Psi_{ed,N} = 0,7 + 0,3 \left(\frac{c_{a,min}}{1,5 h_{ef}} \right) \leq 1,0 \quad \text{ACI 318-08 Eq. (D-11)}$$

$$\Psi_{cp,N} = \text{MAX} \left(\frac{c_{a,min}}{c_{ac}}, \frac{1,5 h_{ef}}{c_{ac}} \right) \leq 1,0 \quad \text{ACI 318-08 Eq. (D-13)}$$

$$N_b = k_c \lambda \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1,5} \quad \text{ACI 318-08 Eq. (D-7)}$$

Variables

k_{cp}	h_{ef} [mm]	$c_{a,min}$ [mm]	$\Psi_{c,N}$
2	82,5	∞	1,000
c_{ac} [mm]	k_c	λ	f'_c [psi]
254,0	17	1	2.500

Cálculos

A_{Nc} [mm ²]	A_{Nc0} [mm ²]	$\Psi_{ed,N}$	$\Psi_{cp,N}$	N_b [kN]
61.331	61.331	1,000	1,000	22,153

Resultados

V_{cp} [kN]	$\phi_{concrete}$	ϕV_{cp} [kN]	V_{ua} [kN]
44,306	0,700	31,014	7,071

5 Cargas combinadas de tracción y cortante

β_N	β_V	ζ	Utilización $\beta_{N,V}$ [%]	Estado
0,347	0,468	5/3	46	OK

$$\beta_{NV} = \beta_N^{\zeta} + \beta_V^{\zeta} \leq 1$$

6 Avisos

- No se considera la redistribución de carga entre los acalajes debido a deformaciones elasticas de la placa. ¡Se asume que la placa es suficientemente rígida, para evitar que se deforme cuando se somete a cargas! ¡Los datos de entrada y resultados deben ser comprobados para verificar que se encuentran conformes con las condiciones existentes y que sean admisible!
- La condición A se aplica cuando se emplea refuerzo suplementario. El factor Φ se incrementa por ñas resistencias de diseño que no sean del acero, excepto resistencia de Pullout y Pryout. La condición B se aplica cuando no se emplea refuerzo suplementario y para resistencia a Pullout y Pryout. Refer to ACI 318, Part D.4.4(c).
- Verificar la literatura del fabricante para instrucciones de limpieza y de instalación.
- La verificación de la transferencia de cargas al material base debe ser realizada de acuerdo con el ACI 318!



www.hilti.com

Empresa:		Página:	6
Dirección:		Proyectista:	
Teléfono I Fax:		Correo electrónico:	
Diseño:	hormigón - 21 de ene. de 2021 (1)	Fecha:	1/21/2021
Sub Proyecto I Pos. No.:			

¡La fijación cumple los criterios de diseño!

www.hilti.com

Empresa:	Página:	7
Dirección:	Proyectista:	
Teléfono I Fax:	Correo electrónico:	
Diseño:	Fecha:	1/21/2021
Sub Proyecto I Pos. No.:		

7 Datos de instalación

Perfil: -

Diámetro de taladro en chapa: -

Espesor de placa (introducir): -

Método de perforación: Taladro a rotoperCUSión

Limpieza: Se requiere limpieza manual del taladro de acuerdo a las instrucciones del fabricante

Tipo y tamaño de anclaje: Kwik Bolt 1 - CS 1/2 (3 1/4) hnom2

Número de artículo: 2231459 KB1 1/2x4 1/2

Par de apriete de instalación: 0,054 kNm

Diámetro de taladro en material base: 12,7 mm

Profundidad de taladro (min/max): 108,0 mm

Mínimo espesor del material base: 152,4 mm

Hilti KB1 perno de expansión con 92,075 mm de empotramiento, 1/2 (3 1/4) hnom2, Acero galvanizado, instalación según ER-678

7.1 Accesorios recomendados

Taladro	Limpieza	Instalación
<ul style="list-style-type: none"> Taladro a rotoperCUSión adecuado Tamaño adecuado de broca 	<ul style="list-style-type: none"> - 	<ul style="list-style-type: none"> Atornilladora de impacto con control de par de apriete Llave dinamométrica Percusión

Coordenadas del anclaje mm

Anclaje	x	y	c _{-x}	c _{+x}	c _{-y}	c _{+y}
1	0,0	0,0	-	-	-	-



www.hilti.com

Empresa:		Página:	8
Dirección:		Proyectista:	
Teléfono I Fax:		Correo electrónico:	
Diseño:	hormigón - 21 de ene. de 2021 (1)	Fecha:	1/21/2021
Sub Proyecto I Pos. No.:			

8 Observaciones; comentarios

- Toda la información y todos los datos contenidos en el software sólo se refieren a la utilización de los productos Hilti y están fundados en principios, fórmulas y normativas de seguridad conformes a las consignas técnicas de Hilti y en instrucciones de operación, montaje, ensamblaje, etc., que el usuario debe seguir exhaustivamente. Todas las cifras que en ellos constan son medias; por lo tanto, se deben realizar pruebas específicas de utilización antes de la utilización del producto Hilti aplicable. Los resultados de los cálculos ejecutados mediante el software reposan básicamente en los datos que usted introduce en el mismo. Por lo tanto, es usted el único responsable de la inexistencia de errores, de la exhaustividad y la pertinencia de los datos introducidos por usted mismo. Asimismo, es usted el único responsable de la verificación de los resultados del cálculo y de la validación de los mismos por un experto, en especial en lo referente al cumplimiento de las normas y permisos aplicables previamente a su utilización, en particular para su aplicación. El software sólo sirve de ayuda para la interpretación de las normas y permisos sin ninguna garantía con respecto a la ausencia de errores, la exactitud y la pertinencia de los resultados o su adaptación a una determinada aplicación.
- Debe usted tomar todas las medidas necesarias y razonables para impedir o limitar los daños causados por el software. En especial, debe usted tomar sus disposiciones para efectuar regularmente una copia de seguridad de los programas y de los datos y, de ser aplicable, ejecutar las actualizaciones regularmente facilitadas por Hilti. Si no utiliza la función AutoUpdate del software, debe usted comprobar que en cada caso usted utiliza la versión actual y puesta al día del software, ejecutando actualizaciones manuales a través del Sitio Web Hilti. Hilti no será considerada como responsable por cualquier consecuencia, tal y como la necesidad de recuperar necesidades o programas perdidos o dañados, que se deriven de un incumplimiento, por su parte, de sus obligaciones.

DISEÑO ESTRUCTURAL CERRAMIENTO CANCHA