ACTA DE INTERVENTORIA DE OBRA N° 6

CONTRATO No. 4600105636 de 2025

INTERVENTORÍA PARA LA CONSTRUCCIÓN Y MEJORAMIENTO DE VÍAS URBANAS Y OBRAS COMPLEMENTARIAS ASOCIADAS.

PERIODO: DEL 1 DE MARZO AL 30 DE MARZO DE 2026

INTERVENTOR: GS VÍAS Y ESTRUCTURAS S.A.S.

NIT. 829002400-1

ACTA DE INTERVENTORIA DE OBRA N° 6

G5 Vías y Estructuras S.A.S.
NIT. 811002400-3

Alcaldía de Medellín
Distrito de Ciencia, Tecnología e Innovación

INTERVENTORÍA PARA LA CONSTRUCCIÓN Y MEJORAMIENTO DE VÍAS URBANAS Y OBRAS COMPLEMENTARIAS ASOCIADAS.

ACTA No. 6 - CONTRATO DE INTERVENTORÍA N 4600105836 DE 2025 PERIODO DEL 1 AL 31 DE MAYO DE 2026

A.- Costos directos de personal (Profesional, tecnólogos y técnicos)							Acta 5		Acta 6		Redistribución de recursos No 1		Adición No 1		CONDICIONES AJUSTADAS A LA ADICIÓN Y REDISTRIBUCIÓN DE RECURSOS No 1		Acumulado		Saldo	
Descripción	Cantidad	% de Dedicación	Salario	Plazo (Meses)	FM	Valor Total (1)	Cantidad	Valor Total (1)	Cantidad	Valor Total (1)	Cantidad	Valor Total (1)	Cantidad	Valor Total (1)	Cantidad	Valor Total (1)	Cantidad	Acumulado (1)	Cantidad	Saldo (1)
Director de Interventoría	1.0	100.00%	$ 7.960.709	6.5	1.92	$ 82.862.009	1.00	$ 15.264.000	1.00	$ 15.264.000		$ -	2.13	$ 32.512.320	7.83	$ 110.954.329	5.14	$ 78.454.955	2.83	$ 38.957.295
Residente de Interventoría Infraestructura vial	1.0	100.00%	$ 5.618.000	6.5	1.92	$ 58.326.083	0.87	$ 9.366.561	1.00	$ 10.260.560		$ -	2.20	$ 24.879.104	7.20	$ 64.138.108	5.24	$ 56.635.828	2.56	$ 27.502.280
Tecnólogo en Obras Civiles para Interventoría en la Obra	1.0	100.00%	$ 3.907.000	4.5	1.92	$ 29.306.693	0.87	$ 3.454.268	0.50	$ 3.256.320	-0.40	$ (2.605.056)	0.00	$ 0	4.10	$ 26.701.824	1.67	$ 10.854.476	2.43	$ 15.547.424
Inspector en Obras Civiles para Interventoría en la Obra	1.0	100.00%	$ 2.282.000	3.5	1.93	$ 22.754.240	1.00	$ 6.517.649	1.00	$ 6.517.640	0.44	$ 2.867.864	0.00	$ 8.024.553	4.89	$ 31.716.597	2.47	$ 15.630.158	2.47	$ 15.086.723
Profesional Ambiental	1.0	66.00%	$ 5.618.000	6.5	1.92	$ 59.863.040	1.00	$ 9.383.220	1.00	$ 9.383.220		$ -	2.26	$ 12.168.843	7.26	$ 41.851.863	5.33	$ 38.736.182	2.43	$ 13.315.679
Profesional Apoyo en Forestal	1.0	53.00%	$ 5.618.000	6.5	1.92	$ 59.863.040	1.00	$ 9.383.220	1.00	$ 9.383.220		$ -	2.26	$ 12.168.843	7.26	$ 41.851.863	5.33	$ 38.736.182	2.43	$ 13.315.679
Profesional Social	1.0	50.00%	$ 5.618.000	6.5	1.92	$ 59.863.040	1.00	$ 9.383.220	1.00	$ 9.383.220		$ -	2.26	$ 12.168.843	7.26	$ 41.851.853	5.33	$ 38.736.182	2.43	$ 13.315.679
Profesional Seguridad y Salud en Trabajo SST	1.0	100.00%	$ 5.618.000	6.5	1.92	$ 59.863.040	1.00	$ 10.736.560	1.00	$ 10.736.560		$ -	2.35	$ 24.809.048	7.68	$ 84.128.168	5.37	$ 57.803.277	2.69	$ 26.233.541
Especialista (s) EPU	1.0	50.00%	$ 7.960.709	6.0	1.92	$ 54.956.660	1.00	$ 8.979.080	0.63	$ 4.569.504		$ -	2.47	$ 17.091.810	7.47	$ 85.600.810	5.00	$ 55.565.438	2.47	$ 17.035.372
Otro Profesional para Interventoría según requerimiento del personal en el PE-EA	2.0	15.00%	$ 5.202.000	4.0	1.92	$ 7.481.158	0.00	$ -	0.00	$ -		$ -	0.23	$ 416.135	4.23	$ 8.261.503	0.83	$ -	0.23	$ 8.261.503
															0.00	$ -				
B.- Otros Costos directos																				
Descripción	Cantidad	Unidad de Medida	Valor Unitario ($)	Duración		Valor Total ($)	Acta 5		Acta 6		Redistribución de recursos		Adición No 1		CONDICIONES AJUSTADAS A LA ADICIÓN Y REDISTRIBUCIÓN DE RECURSOS No 1		Acumulado		Saldo	
Auxiliar de ensayos control de obra	1.00	Mes	$ 1.800.000	6.50		$ 8.630.000	1.00	$ 1.800.000	1.00	$ 1.800.000		$ -	2.30	$ 4.143.000	7.80	$ 16.643.000	5.37	$ 9.666.000	2.43	$ 6.977.000
Apoyo de supervisión para el cierre del proyecto (revisión, verificación, informe)	1.50	Mes	$ 841.000	6.50		$ 4.878.500	1.00	$ 841.000	0.48	$ 605.155		$ -	0.19	$ 181.474	3.69	$ 4.705.978	2.48	$ 2.094.757	3.21	$ 2.788.721
Apoyo en trámites de gestión predial, impresiones, fotocopias y otros	1.01	Mes	$ 500.000	6.36		$ 3.758.000	1.23	$ 500.000	0.43	$ 213.900		$ -	2.30	$ 1.150.000	7.59	$ 3.900.000	4.80	$ 2.877.900	3.00	$ 1.022.100
Apoyo en cálculos y costos económicos	0.05	Mes	$ 40.000	6.50		$ 1.950.000	0.87	$ 350.330	0.83	$ 296.330		$ -	2.20	$ 707.925	7.20	$ 2.707.925	4.43	$ 1.419.987	2.76	$ 684.965
Auxiliar para alquiler de equipo de topografía con software licenciado para el diseño geométrico de la vía	6.00	Mes	$ 150.000	8.86		$ 4.968.000	0.84	$ 180.000	0.83	$ 845.000		$ -	2.28	$ 2.667.000	7.76	$ 7.667.000	6.23	$ 4.310.000	3.55	$ 2.297.000
Apoyo de la supervisión (Para profesionales y tecnólogos que deban ser parte de un solo proceso contractual)	1.00	Mes	$ 465.000	6.50		$ 2.893.500	0.87	$ 403.000	0.56	$ 232.505	-0.33	$ (153.453)	0.00	$ -	4.17	$ 1.539.000	1.67	$ 775.000	2.50	$ 1.164.558
Apoyo de la supervisión (Para profesionales y tecnólogos que deban ser parte de un solo proceso contractual)	1.00	Mes	$ 465.000	5.59		$ 2.587.500	0.69	$ 465.000	1.00	$ 465.000		$ -	2.30	$ 1.069.500	7.89	$ 3.637.000	5.37	$ 2.197.000	2.43	$ 1.126.500
Apoyo de la supervisión (Para profesionales y tecnólogos que deban ser parte de un solo proceso contractual)	0.53	Mes	$ 465.000	8.55		$ 1.778.750	1.00	$ 232.500	1.00	$ 232.500		$ -	2.35	$ 525.453	7.75	$ 1.954.209	5.33	$ 1.230.225	2.42	$ 564.375
Apoyo de la supervisión (Para profesionales y tecnólogos que deban ser parte de un solo proceso contractual)	0.53	Mes	$ 465.000	5.00		$ 1.162.500	1.00	$ 232.500	0.53	$ 145.875		$ -	2.51	$ 830.353	7.54	$ 1.753.250	6.00	$ 1.162.500	2.54	$ 590.750
Campaña publicitaria para el inicio de obra (seguir manual de identidad visual)	1.00	Unidad	$ 500.000	1.50		$ 1.449.000	0.09	$ -	0.00	$ -	-0.10	$ (150.750)	0.00	$ -	0.00	$ 1.200.642	0.00	$ 1.200.642	0.00	$ -
Avisos de Identificación - Puesta de Vías en Servicio	1.00	Estimado	$ 5.000.000	1.00		$ 5.000.000	0.00	$ -	0.00	$ -		$ -	0.00	$ -	0.00	$ -	0.00	$ -	1.00	$ 5.000.000
Costo topográfico - Puesta en servicio de la obra vial	11.00	Día	$ 832.333	1.00		$ 12.468.333	0.33	$ 4.353.345	0.20	$ 2.458.300	-	$ -	2.43	$ 17.272.014	2.43	$ 36.368.131	0.63	$ 6.864.030	1.00	$ 29.713.703
Estudios de suelos para obras, carretillas y pico de la pavimentación. -	1.00	Estimado	$ 23.478.778	1.00		$ 23.478.778	0.00	$ -	0.74	$ 17.350.000		$ -	0.00	$ -	1.00	$ 23.478.778	0.74	$ 17.350.000	0.26	$ 5.128.778
Pólizas constitución de SI, responsabilidad																				
Avisos nocturnos y fichas de la obra, servicios de vigilancia	1.00	Mes	$ 265.000	6.50		$ 1.325.000	0.00	$ 143.990	0.28	$ 99.033		$ -	0.79	$ 195.701	6.29	$ 1.511.701	1.82	$ 454.154	4.47	$ 1.057.547
Costo directo de personal incluido Factor Multiplicador (A)						$ 366.197.846		$ 78.856.361		$ 67.161.318		$ 282.668		$ 162.476.963		$ 328.878.839		$ 240.469.821		$ 144.473.817
Otros costos directos - (B)						$ 74.997.843		$ 8.928.758		$ 26.111.018		$ (282.668)		$ 28.052.033		$ 102.878.984		$ 63.212.345		$ 60.656.781
SUBTOTAL COSTOS DIRECTOS (A + B)= C						$ 441.195.811		$ 87.785.119		$ 93.272.337		$ -		$ 190.528.995		$ 431.757.793		$ 303.677.974		$ 205.130.598
AIU G * 19%) = (D)					19.00%	$ 83.866.852		$ 16.679.173		$ 17.721.744		$ -		$ 36.200.509		$ 128.833.264		$ 76.600.466		$ 49.416.740
TOTAL COSTOS DIRECTOS INCLUIDO IVA (C + D)=(E)						$ 525.062.663		$ 104.464.292		$ 110.994.081		$ -		$ 226.729.504		$ 560.591.057		$ 380.278.440		$ 254.547.338
Fijos - Costo estimado comprobable (F)						$ 16.871.479		$ -		$ -		$ -		$ -		$ 16.871.479		$ -		$ 16.871.479
COSTO TOTAL (E+ F)=(G)						$ 541.934.142		$ 104.464.292		$ 110.994.081		$ -		$ 226.729.504		$ 577.462.536		$ 380.278.440		$ 271.418.817

JAMES ESTIVEN ECHEVERRI OLAVARRIA
Supervisor del Contrato

MAURICIO VILLA VALLEJO
Director de Interventoría

PLANILLA DE SEGURIDAD SOCIAL

aportes en línea

Planilla Resumen

DATOS GENERALES DEL APORTANTE

Identificación	dv	Razon Social	Clase Aportante	Sucursal Principal	Direccion	Ciudad-Departamento	Teléfono	Exonerado SENA e ICBF
NIT 829002400	1	GS VIAS Y ESTRUCTURAS SAS	B - MENOS DE 200 COTIZANTES	MED 4600105636	CR 27 # 56 - 21	MEDELLIN-ANTIOQUIA	3218903408	SI

DATOS GENERALES DE LA LIQUIDACION

Periodo		Clave		Tipo	Fecha		Pago		
Pensión	Salud	Pago	Planilla	Planilla	Límite	Pago	Banco	Días Mora	Valor
2026-03	2026-04	196741129	9502564985	E	2026/04/06	2026/04/06	BANCO DAVIVIENDA	0	$11,821,400

LIQUIDACION DETALLADA DE APORTES

EMPLEADO				NOVEDADES																				PENSION				SALUD				CCF				RIESGOS					PARAFISCALES				
No.	Identificación		Nombre	ing	ret	tde	tae	tdp	tap	vsp	cor	vst	sln	ige	lma	vac	avp	vct	irl	vip	Codigo	Dias	IBC	Aporte	Codigo	Dias	IBC	Aporte	Codigo	Dias	IBC	Aporte	Codigo	Dias	IBC	Tarifa	Aporte	Dias	IBC	Aporte	Exonerado SENA e ICBF	Total Aportes
SUCURSAL: MED 4600105636 (10 Afiliados)																								$36,531,135	$5,925,100			$36,531,135	$1,461,700			$36,531,135	$1,461,700			$36,531,135		$2,543,300		$0	$0		$11,391,800
Centro de Trabajo: RS (10 Afiliados)																								$36,531,135	$5,925,100			$36,531,135	$1,461,700			$36,531,135	$1,461,700			$36,531,135		$2,543,300		$0	$0		$11,391,800
Ciudad: MEDELLIN Depto: ANTIOQUIA (10 Afiliados)																								$36,531,135	$5,925,100			$36,531,135	$1,461,700			$36,531,135	$1,461,700			$36,531,135		$2,543,300		$0	$0		$11,391,800
1	CC	71383250	DAVID METAUTE LUIS FERNANDO																		25-14	30	$2,809,000	$449,500	EPS037	30	$2,809,000	$112,400	CCF03	30	$2,809,000	$112,400	14-11	30	$2,809,000	6.960%	$195,600	30	$0	$0	SI	$869,900
2	CC	9396533	DELGADO JAIME LUIS ENRIQUE																		25-14	30	$5,618,000	$898,900	EPS037	30	$5,618,000	$224,800	CCF03	30	$5,618,000	$224,800	14-11	30	$5,618,000	6.960%	$391,100	30	$0	$0	SI	$1,739,600
3	CC	1040751402	ESCOBAR HERNANDEZ FRANCISCO JOSE	X	X																23020 1	2	$226,134	$36,200	EPS010	2	$226,134	$9,100	CCF03	2	$226,134	$9,100	14-11	2	$226,134	6.960%	$15,800	2	$0	$0	SI	$70,200
4	CC	1040751402	ESCOBAR HERNANDEZ FRANCISCO JOSE	X																	23020 1	7	$791,467	$126,700	EPS010	7	$791,467	$31,700	CCF03	7	$791,467	$31,700	14-11	7	$791,467	6.960%	$55,100	7	$0	$0	SI	$245,200
5	CC	1082873347	GUTIERREZ DIAZ HEINER JOHAN																		23030 1	30	$2,809,000	$449,500	EPS010	30	$2,809,000	$112,400	CCF03	30	$2,809,000	$112,400	14-11	30	$2,809,000	6.960%	$195,600	30	$0	$0	SI	$869,900
6	CC	71373141	LONDOÑO GRAJALES JORGE ANDRES																		25-14	30	$3,604,000	$576,700	EPS010	30	$3,604,000	$144,200	CCF03	30	$3,604,000	$144,200	14-11	30	$3,604,000	6.960%	$250,900	30	$0	$0	SI	$1,116,000
7	CC	43872335	PEREZ CORREA MARTHA MILENA																		25-14	30	$2,809,000	$449,500	EPS010	30	$2,809,000	$112,400	CCF03	30	$2,809,000	$112,400	14-11	30	$2,809,000	6.960%	$195,600	30	$0	$0	SI	$869,900
8	CC	79522246	ROBAYO GALLEGO FICXOHDER																		25-14	30	$5,618,000	$898,900	EPS010	30	$5,618,000	$224,800	CCF03	30	$5,618,000	$224,800	14-11	30	$5,618,000	6.960%	$391,100	30	$0	$0	SI	$1,739,600
9	CC	1039703907	SANCHEZ JARAMILLO MARLON GIOVANNY		X																23030 1	8	$904,534	$144,800	EPS037	8	$904,534	$36,200	CCF03	8	$904,534	$36,200	14-11	8	$904,534	6.960%	$63,000	8	$0	$0	SI	$280,200
10	CC	98706056	VASQUEZ GIRALDO JOHN ALEXANDER																		23030 1	30	$3,392,000	$542,800	EPS010	30	$3,392,000	$135,700	CCF03	30	$3,392,000	$135,700	14-11	30	$3,392,000	6.960%	$236,100	30	$0	$0	SI	$1,050,300
11	CC	98637042	VILLA VALLEJO MAURICIO																		25-14	30	$7,950,000	$1,351,600	EPS010	30	$7,950,000	$318,000	CCF03	30	$7,950,000	$318,000	14-11	30	$7,950,000	6.960%	$553,400	30	$0	$0	SI	$2,541,000

LIQUIDACION DETALLADA DE APORTES

EMPLEADO				NOVEDADES																				PENSION				SALUD				CCF				RIESGOS					PARAFISCALES				
No.	Identificación		Nombre	ing	ret	tde	tae	tdp	tap	vsp	cor	vst	sln	ige	lma	vac	avp	vct	irl	vip	Codigo	Dias	IBC	Aporte	Codigo	Dias	IBC	Aporte	Codigo	Dias	IBC	Aporte	Codigo	Dias	IBC	Tarifa	Aporte	Dias	IBC	Aporte	Exonerado SENA e ICBF	Total Aportes
SUCURSAL: MED R1 (1 Afiliados)																								$1,750,905	$280,200			$1,750,905	$70,100			$1,750,905	$70,100			$1,750,905		$9,200		$0	$0		$429,600
Centro de Trabajo: MEDR1 (1 Afiliados)																								$1,750,905	$280,200			$1,750,905	$70,100			$1,750,905	$70,100			$1,750,905		$9,200		$0	$0		$429,600
Ciudad: MEDELLIN Depto: ANTIOQUIA (1 Afiliados)																								$1,750,905	$280,200			$1,750,905	$70,100			$1,750,905	$70,100			$1,750,905		$9,200		$0	$0		$429,600
12	CC	1000764516	CASAS SANTIAGO MARTA YOLANDA																		25-14	30	$1,750,905	$280,200	EPS040	30	$1,750,905	$70,100	CCF03	30	$1,750,905	$70,100	14-11	30	$1,750,905	0.522%	$9,200	30	$0	$0	SI	$429,600
Total			**Afiliados(11)**																					$38,282,040	$6,205,300			$38,282,040	$1,531,800			$38,282,040	$1,531,800			$38,282,040		$2,552,500		$0	$0		$11,821,400

aportes en línea

Planilla Resumen

RESUMEN DE PAGO

RIESGO	CODIGO	NIT	DV	AFILIADOS	VALOR LIQUIDADO	INTERESES MORA	SALDOS E INCAPACIDADES	VALOR A PAGAR
AFP (ADMINISTRADORAS: 3)				11	$6,205,300	$0	$0	$6,205,300
COLPENSIONES	25-14	900,336,004	7	7	$4,905,300	$0	$0	$4,905,300
PORVENIR	230301	800,224,808	8	3	$1,137,100	$0	$0	$1,137,100
PROTECCION	230201	800,229,739	0	1	$162,900	$0	$0	$162,900
ARL (ADMINISTRADORAS: 1)				11	$2,552,500	$0	$0	$2,552,500
ARL SURA	14-11	890,903,790	5	11	$2,552,500	$0	$0	$2,552,500
CCF (ADMINISTRADORAS: 1)				11	$1,531,800	$0	$0	$1,531,800
COMFENALCO ANTIOQUIA	CCF03	890,900,842	6	11	$1,531,800	$0	$0	$1,531,800
EPS (ADMINISTRADORAS: 3)				11	$1,531,800	$0	$0	$1,531,800
EPS SURA (ANTES SUSALUD)	EPS010	800,088,702	2	7	$1,088,300	$0	$0	$1,088,300
NUEVA E.P.S.	EPS037	900,156,264	2	3	$373,400	$0	$0	$373,400
SAVIA SALUD	EPS040	900,604,350	0	1	$70,100	$0	$0	$70,100
TOTAL				11	$11,821,400	$0	$0	$11,821,400

FORMATO NOMINA DE PERSONAL DE LA INTERVENTORIA

GS Vías y Estructuras
Nit. 829002400-1
WEB: gsviasyestructuras.com

Medellín, 30 marzo de 2026

Señores
ALCALDIA DE MEDELLIN
Distrito de Ciencia Tecnología e Innovación
Secretaria de Suministros y Servicios

PAGO NÓMINA PERSONAL ADMINISTRATIVO

Por medio de la presente nos permitimos certificar que MARIA YESSICA SARMIENTO MAZO, Identificado con cédula de ciudadanía No. 1.096.222.995, aportó el pago de nómina para todo el personal de GS VÍAS Y ESTRUCTURAS S.A.S en el mes de **MARZO.** De acuerdo con la especificación requerida por la entidad, relacionado con el acta **No. 6 de Interventoría, en el período de tiempo del 1 al 30 de marzo de 2026** del contrato N° 4600105636 de 2025. Cuyo objeto es "INTERVENTORÍA PARA LA CONSTRUCCIÓN Y MEJORAMIENTO DE VÍAS URBANAS Y OBRAS COMPLEMENTARIAS ASOCIADAS".

El personal se relaciona a continuación:

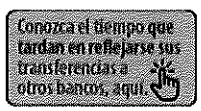
Nombre	Cargo	CC	Salario Mensual	Valor pagado (Del 1 al 30 de marzo)	Firma
Mauricio Villa Vallejo	Director de Interventoría	98.637.042	$7.950.000	$7.950.000	
Ficxonder Robayo Gallego	Residente de Interventoría. Frente carrera 43b	79.524.246	$5.618.000	$5.618.000	
Marlon Giovanny Sanchez Jaramillo	Tecnólogo en Obras Civiles	1.039.703.907	$3.392.000	$904.533	
Francisco Escobar Hernández	Tecnólogo en Obras Civiles	1.040.751.402	$3.392.000	$791.467	
John Alexander Vásquez Giraldo	Tecnólogo en Obras Civiles	98.706.056	$3.392.000	$3.392.000	
Heiner Johan Gutiérrez Diaz	Profesional Ambiental	1.082.873.647	$5.618.000	$2.809.000	
Luis Fernando David Metaute	Profesional ingeniero forestal	71.383.250	$5.618.000	$2.809.000	
Martha Milena Pérez Correa	Profesional Social	43.872.335	$5.618.000	$2.809.000	
Luis Enrique Delgado Jaime	Profesional Seguridad y Salud en el Trabajo -SST	9.396.533	$5.618.000	$5.618.000	
Jorge Andrés Londoño Grajales	Especialista PMT	71.373.341	$7.208.000	$3.604.000	

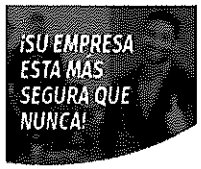
Atentamente:

MARIA YESSICA SARMIENTO MAZO
C.C 1.096.222.995

Davivienda.com - Google Chrome

portalpymes.davivienda.com/Davivienda/Pyme/FrontOffice/PagosyTransferencias/PYT/TEFComprobantePagos.aspx?i=lGpRxYgU3Rtzx7u1NH%2figZ2G&m=62ouxfwUpBsOx8q1&y=0mpTxd4Ur...





Descubra tips que le ayudarán a prevenir fraudes en su empresa.

Conózcalos aquí

Origen de los fondos:

Tipo de producto: Cuenta de ahorros

Número de producto: **********7531

Destino de los fondos:

Cuentas: 9

Banco Destino	Tipo Destino	Número Destino	Titular	Identificación	Valor	Rechazo
BANCOLOMBIA	CUENTAS AHORRO OTROS BANCOS	******3860	MAURICIO VILLA	98637042	$ 7.504.000,00	
BANCOLOMBIA	CUENTAS AHORRO OTROS BANCOS	*******2450	FICXONDER ROBAYO	79522246	$ 5.358.560,00	
BANCOLOMBIA	CUENTAS AHORRO OTROS BANCOS	*******0068	LUIS DELGADO	9396533	$ 5.823.560,00	
BANCOLOMBIA	CUENTAS AHORRO OTROS BANCOS	*******0256	LUIS DAVID	71383250	$ 2.624.280,00	
BANCOLOMBIA	CUENTAS AHORRO OTROS BANCOS	******3457	JORGE LONDONO	71373341	$ 3.738.180,00	
BANCOLOMBIA	CUENTAS AHORRO OTROS BANCOS	*******1965	MARTHA PEREZ	43872335	$ 3.006.780,00	
BANCOLOMBIA	CUENTAS AHORRO OTROS BANCOS	*******7180	HEINER GUTIERREZ	1082873347	$ 2.774.280,00	
BANCOLOMBIA	CUENTAS AHORRO OTROS BANCOS	*******7041	JOHN VASQUEZ	98706056	$ 3.120.640,00	
DAVIVIENDA	CUENTA DE AHORROS	**********0346	FRANCISCO ESCOBAR	1040751402	$ 845.982,66	

Detalles de la transacción:

Total de cuentas 9

Valor: $ 34.796.262,66

Descripción:

Fecha: 29/03/2026

Hora: 17:42

Búsqueda

ESP LAA

5:43 p. m. 29/03/2026

FORMATO DE COMPROBANTE DE NOMINA

Comprobante de Nómina

Periodo de Pago: 2026/03/01 - 2026/03/30

Comprobante Número 1

Nombre: Mauricio Villa Vallejo

Identificación: 98.637.042

Cargo: Director de Interventoría

Salario básico: $ 7.950.000

Gs Vías y Estructuras S.A.S

Nit 829002400

		INGRESOS		DEDUCCIONES	
Concepto	Cantidad Dias	Valor	Concepto	Cantidad	Valor
Sueldo Mesual	30,00	$7.950.000	Fondo de salud	30,0	$318.000
			Fondo de pensión	30,0	$318.000
	Total Ingresos	$7.950.000		Total Deducciones	$636.000

NETO A PAGAR	$7.314.000

Maria Yessica Sarmiento Mazo

C.C 1096222995

Representante legal

Mauricio Villa Vallejo

C.C.98.637.042

Director de interventoría

Comprobante de Nómina

Periodo de Pago: 2026/03/01 - 2026/03/30

Comprobante Número 2

Nombre: Ficxonder Robayo Gallego

Identificación: 79.522.246

Cargo: Residente de Interventoría.Frente carrera 43b

Salario básico: $ 5.618.000,00

Gs Vias y Estructuras S.A.S
Nit 829002400

		INGRESOS		DEDUCCIONES	
Concepto	Cantidad Dias	Valor	Concepto	Cantidad	Valor
Sueldo Mesual	30,00	$5.618.000	Fondo de salud	30,0	$224.720
			Fondo de pensión	30,0	$224.720
	Total Ingresos	$5.618.000		Total Deducciones	$449.440

NETO A PAGAR $5.168.560

Maria Yessica Sarmiento Mazo

C.C 1096222995
Representante legal

Ficxonder Robayo Gallego

C.C 71.373.341
Residente de Interventoría.Frente carrera 43b

Comprobante de Nómina

Periodo de Pago: 2026/03/01 - 2026/03/8

Comprobante Número 3

Nombre: Marlon Giovanny Sanchez Jaramillo

Identificación: 1.039.703.907

Cargo: Tecnólogo en Obras Civiles.Frente intervenciones leves

Salario básico: $ 3.392.000

Gs Vías y Estructuras S.A.S
Nit 829002400

		INGRESOS		DEDUCCIONES	
Concepto	Cantidad Dias	Valor	Concepto	Cantidad	Valor
Sueldo Mesual	8,00	$904.533	Fondo de salud	8,00	$36.181
			Fondo de pensión	8,00	$36.181
	Total Ingresos	$904.533		Total Deducciones	$72.363
			NETO A PAGAR		$832.171

Maria Yessica Sarmiento Mazo

C.C 1096222995
Representante legal

Marlon S

Marlon Giovanny Sanchez Jaramillo

C.C. 1.039.703.907
Tecnólogo en Obras Civiles

GS Vías y Estructuras
Nit. 829002400-1
WEB: gsviasyestructuras.com

Medellín, 9 de marzo de 2026

Señor:
MARLON GIOVANNY SANCHEZ JARAMILLO
C.C. 1.039.703.907
Tecnólogo obras civiles
E.S.M

REFERENCIA: Aceptación de renuncia contrato individual de trabajo con duración de labor determinada

Cordial Saludo,

Por medio de la presente, y en atención a su comunicación dirigida a nuestra compañía el día **9 de marzo de 2026,** le informo que su renuncia es aceptada conforme las razones por usted manifestadas, en cuanto que dicha decisión, la ha tomado de manera voluntaria "(...) por iniciativa propia y corresponde a motivos personales (...)"; constando que su decisión ha sido voluntaria, espontánea y libre y que no existe justa causa en la terminación de la relación laboral, imputable al Empleador.

Le solicitamos, por favor, asegurar la debida entrega de su cargo ante su superior inmediato, o el administrador de la base o proyecto en curso, con el fin de evitar contratiempos a la debida ejecución de la labor que llevaba asumiendo.

La terminación de la relación laboral se hará efectiva a partir del día **8 de marzo de 2026**; En nuestro departamento de Tesorería le serán canceladas las acreencias laborales a que tiene derecho directamente en su cuenta de nómina.

Agradecemos su valiosa labor brindada, deseándole siempre los mejores éxitos personales y laborales.

Atentamente,

EL EMPLEADOR

MARIA YESSICA SARMIENTO MEZA
Representante Legal
GS VIAS Y ESTRUCTURAS S.A.S

GS Vías y Estructuras
Nit. 829002400-1
WEB: gsviasyestructuras.com

Medellín, 9 de marzo de 2026

Señores:
IPS. Sus Médicos
Calle 29A # 50-09
Medellín

Asunto: Autorización examen médico de egreso

Cordial saludo

Por medio de la presente nos permitimos solicitar la realización del examen médico de egreso relacionado a continuación para la (s) persona (s) igualmente mencionada.
Riesgo Cardiovascular

Nombre	Cedula	Cargo
MARLON GIOVANNY SANCHEZ JARAMILLO	1.039.703.907	Tecnólogo obras civiles

Nota; Cuando el examen es de retiro según el código sustantivo del trabajo artículo 57 numeral 7, el trabajador tiene 5 días hábiles para asistir a realizarse los mismos si no lo hace se entenderá que eludió o dilató la realización del mismo

Atentamente,

MARIA YESSICA SARMIENTO MEZA
Representante legal

GS Vías y Estructuras
Nit. 829002400-1
WEB: gsviasyestructuras.com

Medellín, 9 de marzo de 2026

LIQUIDACIÓN DE PRESTACIONES SOCIALES

Trabajador:	**MARLON GIOVANNY SANCHEZ JARAMILLO**
Identificación:	**1.039.703.907**
Cargo:	**Tecnólogo obras civiles**
Tipo de Contrato:	**Obra o labor contratada**
Dedicación:	**100%**
Salario Mensual:	**$ 3.392.000,oo**
Fecha Ingreso:	**3 de febrero de 2026**
Fecha Retiro:	**8 de marzo de 2026**
Días Laborados:	**36**

Total a pagar:	**$ 1.818.907**

Detalle del pago:

Cesantías 3 febrero a 8 marzo de 2026	$ 339.200
Intereses de las cesantías: 3 febrero a 8 marzo de 2026	$ 4.070
Prima legal: 3 febrero a 8 marzo de 2026	$ 339.200
Vacaciones 3 febrero a 8 marzo de 2026	$ 169.600
Salarios pendientes de pago: (1 al 8 de marzo de 2026)	$ 904.533
Auxilio por celulares - equipo y consumo	$ 10.667
Auxilio de transporte	$ 124.000
Seguridad social (1 al 8 de marzo de 2026)	$ - 72.368
Total:	**$ 1.818.907**

Se firma a satisfacción,

EL EMPLEADOR

MARIA YESSICA SARMIENTO MEZA
Representante Legal
GS VIAS Y ESTRUCTURAS S.A.S

EL TRABAJADOR

MARLON GIOVANNY SANCHEZ JARAMILLO
CC. 1.039.703.907 de Puerto Berrio

GS Vías y Estructuras
Nit. 829002400-1
WEB: gsviasyestructuras.com

GS VÍAS Y ESTRUCTURAS S.A.S
NIT: 829002400-1

RECIBO DE DINERO EN EFECTIVO

Yo, MARLON GIOVANNY SANCHEZ JARAMILLO, identificado con cédula No. 1.039.703.907, declaro haber recibido de GS VÍAS Y ESTRUCTURAS S.A.S la suma de $ 1.818.907, en dinero en efectivo, correspondiente al pago de mis prestaciones sociales correspondientes al periodo del 3 de febrero al 8 de marzo de 2026, en el marco del Contrato de Interventoría No. 4600105636.

Fecha: 09-03-26

Firma: Marlon S.

C.C.: 1039703907

GS Vías y Estructuras
Nit. 829002400-1
WEB: gsviasyestructuras.com

PAZ Y SALVO

En la ciudad de Medellín a los 9 días del mes de marzo del año 2026, se da por terminado el contrato individual de trabajo por obra o labor contratada celebrado entre GS VÍAS Y ESTRUCTURAS SAS con Nit 829.002.400-1, y MARLON GIOVANNY SANCHEZ JARAMILLO identificado con la cédula de ciudadanía número 1.039.703.907 de Puerto Berrio.

Con la firma del presente paz y salvo, el trabajador afirma haber recibido a satisfacción los valores correspondientes a salario y liquidación de prestaciones sociales, y declara que el empleador no le adeuda ningún otro concepto y valor relacionado con el contrato de trabajo del cual se declara su terminación.

Atentamente,

MARIA YESSICA SARMIENTO MEZA
Representante legal



Comprobante de Nómina

Gs Vías y Estructuras S.A.S
Nit 829002400

Periodo de Pago: 2026/03/24 - 2026/03/30
Comprobante Número 4

Nombre: Francisco Escobar Hernández
Identificación: 1.040.751.402
Cargo: Tecnólogo en Obras Civiles.Frente Intervenciones leves
Salario básico: $ 3.392.000

		INGRESOS		DEDUCCIONES	
Concepto	Cantidad Dias	Valor	Concepto	Cantidad	Valor
Sueldo Mesual	7,00	$791.467	Fondo de salud	7,00	$31.659
			Fondo de pensión	7,00	$31.659
	Total Ingresos	$791.467		Total Deducciones	$63.317

NETO A PAGAR	$728.149

María Yessica Sarmiento Mazo

C.C 1096222995
Representante legal

Francisco José Escobar H

Francisco Escobar Hernández

C.C. 1.040.751.402
Tecnólogo en Obras Civiles

Comprobante de Nómina

Periodo de Pago: 2026/03/01 - 2026/03/30

Comprobante Número 5

Nombre: John Alexnder Vasquez Giraldo

Identificación: 98.706.056

Cargo: Tecnólogo en Obras Civiles. Frente Bolivia y Echeverry

Salario básico: $ 3.392.000

Gs Vias y Estructuras S.A.S

Nit 829002400

		INGRESOS		DEDUCCIONES	
Concepto	Cantidad Dias	Valor	Concepto	Cantidad	Valor
Sueldo Mesual	30,00	$3.392.000	Fondo de salud	30,00	$135.680
			Fondo de pensión	30,00	$135.680
	Total Ingresos	$3.392.000		Total Deducciones	$271.360

NETO A PAGAR	$3.120.640

Maria Yessica Sarmiento Mazo

C.C 1096222995

Representante legal

John Alexnder Vasquez Giraldo

C.C. 98.706.056

Tecnólogo en Obras Civiles

Comprobante de Nómina

Periodo de Pago: 2026/03/01 - 2026/03/30

Comprobante Número 6

Nombre: Heiner Johan Gutierrez Diaz

Identificación: 1.082.873.347

Cargo: Profesional Ambiental

Salario básico $ 5.618.000

Gs Vías y Estructuras S.A.S

Nit 829002400

		INGRESOS		DEDUCCIONES	
Concepto	Cantidad Dias	Valor	Concepto	Cantidad	Valor
Sueldo Mesual	30,00	$2.809.000	Fondo de salud	30,00	$112.360
			Fondo de pensión	30,00	$112.360
	Total Ingresos	$2.809.000		Total Deducciones	$224.720

NETO A PAGAR	$2.584.280

Maria Yessica Sarmiento Mazo

C.C 1096222995

Representante legal

Heiner Johan Gutierrez Diaz

C.C. 1.082.873.347

Profesional Ambiental

Comprobante de Nómina

Gs Vías y Estructuras S.A.S
Nit 829002400

Periodo de Pago: 2026/03/01 - 2026/03/30
Comprobante Número 7

Nombre: Luis Fernando David Metaute
Identificación: 71.383.250
Cargo: Profesional ingeniero forestal
Salario básico: $ 5.618.000

		INGRESOS		DEDUCCIONES	
Concepto	Cantidad Dias	Valor	Concepto	Cantidad	Valor
Sueldo Mesual	30,00	$2.809.000	Fondo de salud	30,00	$112.360
			Fondo de pensión	30,00	$112.360
	Total Ingresos	$2.809.000		Total Deducciones	$224.720

NETO A PAGAR	$2.584.280

Maria Yessica Sarmiento Mazo

C.C 1096222995
Representante legal

Luis Fernando David Metaute

C.C. 71.383.250
Profesional ingeniero forestal

Comprobante de Nómina

Gs Vías y Estructuras S.A.S
Nit 829002400

Periodo de Pago: 2026/03/01 - 2026/03/30
Comprobante Número 8

Nombre: Martha Milena Perez Correa
Identificación: 43.872.335
Cargo: Profesional Social
Salario básico $ 5.618.000

		INGRESOS		DEDUCCIONES	
Concepto	Cantidad Dias	Valor	Concepto	Cantidad	Valor
Sueldo Mesual	30,00	$2.809.000	Fondo de salud	30,00	$112.360
			Fondo de pensión	30,00	$112.360
	Total Ingresos	$2.809.000		Total Deducciones	$224.720

NETO A PAGAR	$2.584.280

Maria Yessica Sarmiento Mazo

C.C 1096222995
Representante legal

Martha Milena Perez Correa

C.C. 43.872.335
Profesional Social

Comprobante de Nómina

Periodo de Pago: 2026/03/01 - 2026/03/30

Comprobante Número 9

Nombre: Luis Enrique Delgado Jaime

Identificación: 9.396.533

Cargo: Profesional Seguridad y Salud en el Trabajo -SST

Salario básico: $ 5.618.000

Gs Vias y Estructuras S.A.S

Nit 829002400

		INGRESOS		DEDUCCIONES	
Concepto	Cantidad Dias	Valor	Concepto	Cantidad	Valor
Sueldo Mesual	30,00	$5.618.000	Fondo de salud	30,00	$224.720
			Fondo de pensión	30,00	$224.720
	Total Ingresos	$5.618.000		Total Deducciones	$449.440

NETO A PAGAR	$5.168.560

Maria Yessica Sarmiento Mazo

C.C 1096222995

Representante legal

Luis Enrique Delgado Jaime

C.C. 9.396.533

Profesional Seguridad y Salud en el Trabajo -SST

Comprobante de Nómina

Periodo de Pago: 2026/03/01 - 2026/03/30

Comprobante Número 10

Nombre: Jorge Andres Londoño Grajales

Identificación: 71.373.341

Cargo: Especialista para PMT

Salario básico: $ 7.208.000

Gs Vías y Estructuras S.A.S

Nit 829002400

		INGRESOS		DEDUCCIONES	
Concepto	Cantidad Dias	Valor	Concepto	Cantidad	Valor
Sueldo Mesual	30,00	$3.604.000	Fondo de salud	30,00	$144.160
			Fondo de pensión	30,00	$144.160
	Total Ingresos	$3.604.000		Total Deducciones	$288.320

NETO A PAGAR	$3.315.680

Maria Yessica Sarmiento Mazo

C.C 1096222995

Representante legal

Jorge Andres Londoño Grajales

C.C 71.373.341

Especialista para PMT

Comprobante de Nómina

Periodo de Pago: 2026/03/01 - 2026/03/30

Comprobante Número 11

Nombre: Marta Yolanda Casas Santiago

Identificación: 1.000.764.516

Cargo: Auxiliar Administrativa y Juridica

Salario básico: $ 1.750.905

Gs Vias y Estructuras S.A.S

Nit 829002400

		INGRESOS		DEDUCCIONES	
Concepto	Cantidad Dias	Valor	Concepto	Cantidad	Valor
Sueldo Mesual	30,00	$1.750.905	Fondo de salud	30,00	$70.036
Aux. de transporte	30,00	$249.095	Fondo de pension	30,00	$70.036
	Total Ingresos	$2.000.000		Total Deducciones	$140.072

NETO A PAGAR	$1.859.928

Maria Yessica Sarmiento Mazo

C.C 1096222995

Representante legal

Marta Yolanda Casas Santiago

C.C. 1.000.764.516

Auxiliar Administrativa y Juridica

CERTIFICADO DE PAGOS DE SEGURIDAD SOCIAL

GS Vías y Estructuras
Nit. 829002400-1
WEB: gsviasyestructuras.com

CERTIFICADO DE PAGOS DE SEGURIDAD SOCIAL Y APORTES LEGALES ARTICULO 50 LEY 789 DE 2022

Yo, **Maria Yessica Sarmiento Meza**, identificado con **CEDULA DE CIUDADANÍA 1.096.222,995** en mi condición de Representante legal de **GS VIAS Y ESTRUCTURAS S.A.S** identificada con **NIT 829002400-1**, certifico el pago de los aportes de salud, riesgos laborales, pensiones y aportes a cajas de compensación familiar, al Instituto Colombiano de Bienestar Familiar y al Servicio Nacional de Aprendizaje (artículo 65 de la ley 1819 de 2016), cuando a ello hubiera lugar, pagados por la compañía durante los últimos seis (6) meses, contados a partir de la fecha actual. Lo anterior, en cumplimiento de lo dispuesto en el artículo 50 de la ley 789 de 2002.

Yo, **LEONEL ANTONIO VILLAFAÑE ANAYA** identificada con **CEDULA DE CIUDADANIA 1.096.191.218** y con tarjeta profesional **228964-T** de la junta central de contadores de Colombia, en mi condición de revisor fiscal de **GS VIAS Y ESTRUCTURAS S.A.S** con **NIT: 829002400-1**, debidamente inscrito en la cámara de comercio de Barrancabermeja, luego de examinar los estados financieros de acuerdo con las normas de auditoria generalmente aceptadas en Colombia, los estados financieros de la compañía, certifico el pago de aportes a salud, riesgos profesionales, pensiones y aportes a las cajas de compensación familiar, Instituto Colombiano de Bienestar Familiar y Servicio Nacional de Aprendizaje, (Articulo 65 ley 1819 de 2016), cuando a ello hubiere lugar, pagados por la compañía durante los últimos seis (6) meses, contados a partir de la fecha actual.

Lo anterior, en cumplimiento de lo dispuesto en el artículo 50 de la ley 789 de 2002

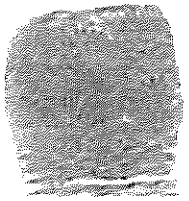
En constancia, se firma en Barrancabermeja, a los 9 días del mes de abril del 2026

Maria Yessica Sarmiento Meza

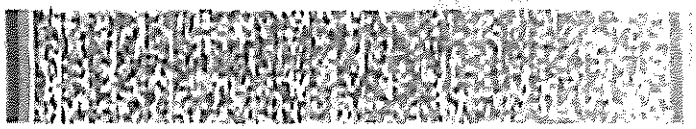
Representante legal Gs vías y estructuras
Tel: 3113864762
Correo: grupogs1012@gmail.com

REPUBLICA DE COLOMBIA
IDENTIFICACION PERSONAL
CEDULA DE CIUDADANIA
NUMERO 1.095.191.218
VILLAFAÑE ANAYA
APELLIDOS
LEONEL ANTONIO
NOMBRES





FECHA DE NACIMIENTO 02-OCT-1987
BARRANCABERMEJA
(SANTANDER)
ESTATURA 1.60 G.S. RH O+ SEXO M
04-OCT-2005 BARRANCABERMEJA
FECHA Y LUGAR DE EXPEDICION



JUNTA CENTRAL DE CONTADORES

228964-T

LEONEL ANTONIO
VILLAFAÑE ANAYA
C.C. 1095191218
RES. INSCRIPCION 437 DEL 28/05/2017
UNIVERSIDAD COOPERATIVA DE COLOMBIA



OSCAR EDUARDO FUENTES PEÑA
DIRECTOR GENERAL

233710 245748

JUNTA CENTRAL DE CONTADORES

Esta tarjeta es el único documento que lo acredita como Contador Público de acuerdo con lo establecido en la Ley 43 de 1990. Es personal e intransferible.

Agradecemos a quien encuentre esta tarjeta comunicarse al PBX (571) 3441400 o dirigirse a la UAE – Junta Central de Contadores a la Calle 26 No. 13 A – 21 Bogotá D.C.

FIRMA

Scanned with CamScanner

UNIDAD ADMINISTRATIVA ESPECIAL **JUNTA CENTRAL DE CONTADORES**

Certificado No:

M H 5 0 6 1 1 2 8 8 4 1 4 6 0 0

LA REPUBLICA DE COLOMBIA

MINISTERIO DE COMERCIO, INDUSTRIA Y TURISMO

UNIDAD ADMINISTRATIVA ESPECIAL

JUNTA CENTRAL DE CONTADORES

CERTIFICA A:
QUIEN INTERESE

Que el contador público **LEONEL ANTONIO VILLAFAÑE ANAYA** identificado con CÉDULA DE CIUDADANÍA No 1096191218 de BARRANCABERMEJA (SANTANDER) Y Tarjeta Profesional No 228964-T SI tiene vigente su inscripción en la Junta Central de Contadores y desde los últimos 5 años.

NO REGISTRA ANTECEDENTES DISCIPLINARIOS **********
****
****

Dado en BOGOTA a los 4 días del mes de Febrero de 2026 con vigencia de (3) Meses, contados a partir de la fecha de su expedición.

SANDRA MILENA BARRIOS PULIDO
DIRECTOR GENERAL

ESTE CERTIFICADO DIGITAL TIENE PLENA VALIDEZ DE CONFORMIDAD CON LO ESTABLECIDO EN EL ARTICULO 2 DE LA LEY 527 DE 1999, DECRETO UNICO REGLAMENTARIO 1074 DE 2015 Y ARTICULO 6 PARAGRAFO 3 DE LA LEY 962 DEL 2005

Para confirmar los datos y veracidad de este certificado, lo puede consultar en la página web www.jcc.gov.co digitando el número del certificado

REPUBLICA DE COLOMBIA
IDENTIFICACION PERSONAL
CEDULA DE CIUDADANIA

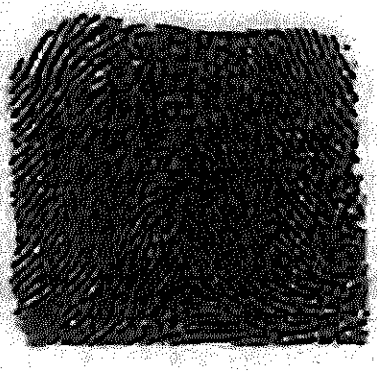
NUMERO 13.570.568

LOPEZ JAIMES
APELLIDOS

ALVARO MAURICIO
NOMBRES

FIRMA





INDICE DERECHO

FECHA DE NACIMIENTO 09-JUL-1985
BARRANCABERMEJA
(SANTANDER)
LUGAR DE NACIMIENTO

1.81 ESTATURA | O+ G.S. RH | M SEXO

11-JUL-2003 BARRANCABERMEJA
FECHA Y LUGAR DE EXPEDICION

REGISTRADOR NACIONAL
JUAN CARLOS GALINDO VACHA

A-2701900-58165156-M-0013570568-20080204 02384 06033A 02 240330252

Scanned with CamScanner



JUNTA CENTRAL DE CONTADORES
TARJETA PROFESIONAL
DE CONTADOR PUBLICO

200478-T

ALVARO MAURICIO
LOPEZ JAIMES
C.C. 13570868
RESOLUCION INSCRIPCION 193 FECHA 16/04/2015
UNIVERSIDAD COOPERATIVA DE COLOMBIA

DIRECTOR GENERAL

JULIO CESAR ACUÑA GONZALEZ

Scanned by CamScanner



202421

Esta tarjeta es el unico documento que lo acredita como
CONTADOR PUBLICO de acuerdo con lo establecido en
la ley 43 de 1990
Agradecemos a quien encuentre esta tarjeta comunicarse
al PBX: 644 44 50 o devolverla a la UAE - Junta Central de
Contadores a la calle 26 No. 9A - 21 Bogota D.C.

Scanned with CamScanner

UNIDAD ADMINISTRATIVA ESPECIAL **JUNTA CENTRAL DE CONTADORES**

Certificado No:

E C F H 2 1 E 3 5 2 F 1 9 9 B D

LA REPUBLICA DE COLOMBIA

MINISTERIO DE COMERCIO, INDUSTRIA Y TURISMO

UNIDAD ADMINISTRATIVA ESPECIAL

JUNTA CENTRAL DE CONTADORES

CERTIFICA A:
QUIEN INTERESE

Que el contador público **ALVARO MAURICIO LOPEZ JAIMES** identificado con CÉDULA DE CIUDADANÍA No 13570568 de BARRANCABERMEJA (SANTANDER) Y Tarjeta Profesional No 200478-T SI tiene vigente su inscripción en la Junta Central de Contadores y desde la fecha de Inscripción.

NO REGISTRA ANTECEDENTES DISCIPLINARIOS **********
****
****

Dado en BOGOTA a los 10 días del mes de Febrero de 2026 con vigencia de (3) Meses, contados a partir de la fecha de su expedición.

SANDRA MILENA BARRIOS PULIDO
DIRECTOR GENERAL

ESTE CERTIFICADO DIGITAL TIENE PLENA VALIDEZ DE CONFORMIDAD CON LO ESTABLECIDO EN EL ARTICULO 2 DE LA LEY 527 DE 1999, DECRETO UNICO REGLAMENTARIO 1074 DE 2015 Y ARTICULO 6 PARAGRAFO 3 DE LA LEY 962 DEL 2005

Para confirmar los datos y veracidad de este certificado, lo puede consultar en la página web www.jcc.gov.co digitando el número del certificado

AUXILIO DE ARRENDAMIENTO DE OFICINA

CONTRATO DE ARRENDAMIENTO,

CUENTA DE COBRO

PAZ Y SALVO.

Medellín, 30 de marzo de 2026

CUENTA DE COBRO

GS VÍAS Y ESTRUCTURAS S.A.S

NIT 829002400-1

DEBE A:

Viviana María Vásquez Ruiz identificada con CC 43.220.393

La suma de: Un millón ochocientos mil pesos (1.800.000)

POR CONCEPTO DE: Arrendamiento de oficina, ubicada em la carrera 39 N° 39E-32 Interior 301en el barrio Las Palmas, Medellín.

CONSIGNAR: Cuenta de Ahorros Bancolombia No. 230-658932-23

Viviana María Vásquez Ruiz
C.C. 43.220.393

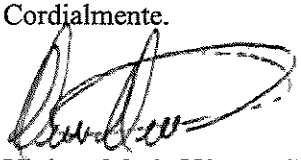
Medellín 30 de marzo de 2026

PAZ Y SALVO

Yo Viviana María Vásquez Ruiz identificada con cédula de ciudadanía No.43.220.393, se permite certificar que la señora María Yessica Sarmiento Mazo identificada con cédula de ciudadanía No.1.096.22.995,actuando en calidad de representante legal de Gs Vías y estructuras S.A.S identificada con Nit.829002400.se encuentra a paz y salvo por concepto de contrato de arrendamiento de oficina en el barrio Las Palmas, por un valor de $ 1.800.000.

El presente certificado se expide por solicitud del interesado a los (30) días del mes de marzo del año 2026.

Cordialmente.



Viviana María Vásquez Ruiz
C.C.43.220.393

Alumbrado Público Medellín	Municipio De Medellin Nit: 8906052111 Tel: 604 4[illegible]1444 Email: alu[illegible]@medellin.gov.co Dir: calle 44 #52-165 alcaldia medellin tesoreria piso 1 taquilla [illegible]b: ww[illegible]
Valores Facturados	**Usuario:** Vasquez Arenas Carlos Mario - R[illegible]
Alumbrado Público $ 6.000,00	Antioquia - Acuerdo 093 De 2023 - Ccu Cl[illegible]
Total Alumbrado $ 6.000,00	
Asistencia Redassist	Redassist Nit: 8300579032 Tel: 6042836509 - 6046041[illegible] 21 bogotá Web: www.redassist.com **Producto:** 115465104
Valores Facturados	**Usuario:** Residencial - Estrato 3 - Cr 39 Cl[illegible]
Asistencia Redhogar $ 8.204,00	**anterior:** $ 9.762,76
Iva 19% Asist Redhogar $ 1.558,76	
Total $ 9.762,76	
Total Otras Entidades $46.858,42	

[IBL_-7[illegible]936]
EDITOS EMPRESARIALES S.A
NIT: 900081559-6
FECHA:17/03/2026 09:28:32
Fec. Venc:2026-03-24
RECAUDO PARA:Empresas Publicas de Mede
NIT:8909049961
COLILLA:IBL_-783941 003230437105
REF:164204
NOM CLIENTE:N/A
TRANSACCION:244657765
RECAUDO NRO:-112618735136
MEDELLIN - CR 39 CL 39 E -32 (INTERIOR
01)
Vlr:*310135.0 IVA:******0.0 TOT:***310135

DF:2900104 E:4070 SV:102279

Estamos ahí más cerca de tí:
(604) 4444 115

Reporta actos indebidos en **línea ética** 018000 522
Línea gratuita para reporte de daños y validación de identidad 018000 415 115

Empresas Públicas de Medellín E.S.P NIT.890.904.996-1
Carrera 58 #42-125 Edificio Inteligente
Conmutador: (604)3808080

Grandes Co
Autorretene
por rendimi
Autorretene

Puntos de Pago
Paga en línea: APP-EPM
https://aplicaciones.epm.com.co/facturaweb/#/
Almacenes de cadena: Almacenes Éxito, Carulla, Surtimax, Jumbo, Metro.
Pago por ventanilla: Bancolombia -Corresponsal Bancario-, BBVA, Banco de Bogotá, ScotiaBank Colpatria, Davivienda-Corresponsal Bancario-, Sudameris, Itaú, Banco de Occidente, Banco Popular
Centros de Pago: Gana, PTM, Movilred, Efecty, Súper Giros, Súper Efectivo, WinRed, Megared, Practi Red Multibanco
Electrónico: Daviplata, Cívica Pay, Claropay, Nequi, Redeban, ATH, Servibanca.
Cooperativas: Cotrafa, Confiar, Coofinep, CFA, Juriscoop, CooSanIuis, CoopSuya.

Entidad que nos vigila Superintendencia de Servicios Públicos Domiciliarios -SSPD Número único de registro 4-50010000-1 - www.superservicios.gov.co

Entidades que nos regulan Comisión de Regulación de Agua Potable y Saneamiento Básico CRA - www.cra.gov.co / Comisión de Regulación de Energía y Gas CREG - www.creg.gov.co

Informacion técnica
Energía: Enero-2026 Operador: epm - Dir. Oper: carrera 58 Nro 42 125 - Tel. Oper: (604)4444115 - 018000415115 - Nlu: 0533290095003203O1 - Circuito: r15 - 16 - Transfor.: 022214 - Grupo: 12 - Dlu Gera.: 6 - Flu Gera.: 4 - Dlu: 0 - Flu: 0 - Ceo: 0 - Cecf: 0 - %t: 20 - Dt: 298 - T. Compe.: 0 - Hc: 0 - Vc: 0
Gas: Duración Interru ,00 Horas - Ind.presión 100,00 % - Ind.respuesta 100,00 % - Ind.odorización 100,00 % - Interrupción Max ,00

La presente factura presta mérito ejecutivo en virtud del artículo 130 de la Ley 142 de 1994 modificado por el artículo 18 de la Ley 689 de 2001.

epm
John Alberto Maya Balazar
NIT 890904 996-1 *Representante legal*
Empresas Públicas de Medellín E.S.P.

emvarias
Gustavo Castaño Galvis
NIT 8909[illegible]
Gerente
Empresas Varias de Medellín S.A E.S.P

De conformidad con el Decreto 2150 de 1995, la firma mecánica tiene plena validez para todos los efectos legales

CUDE: d7313226f6538031069928bodfoad182a788f4fa910ce04a2cf92f929e5f292cef707662b03752be0d29893d5c31e15b

epm

$310.135
Valor total a pagar

Documento Equivalente Electrónico SPD
N° DEE44063858

Pagar hasta el
24-mar-2026

Contrato 164204

El pago después de esta fecha generará intereses de mora

Referente de pago: 1126187351-36
Documento No: 149 8386506
Cliente:
CC/NIT: .
Dirección de cobro: CR 39 CL 39 E -32 (INTERIOR 301)
Medellín - Antioquia Estrato: 3 Ciclo: 4
0533290095003203O1-4-000428066

PARA USO INTERNO DE EPM

Resumen de facturación marzo de 2026

▲Incrementó ▼Disminuyó ▶Igual

	Consumos	Valor a pagar
Acueducto	11 m3 ▲	$ 66.444,37
Alcantarillado	11 m3 ▲	$ 42.360,04
Energía	135 kwh ▲	$ 90.236,04
Gas	20,5 m3 ▲	$ 67.235,72
	Otras entidades	$ 46.858,42
	Ajuste al peso	$ 0,01

Vigilado Superservicios

Total a pagar Contrato 164204	**$310.135**

Fecha de generación 06/03/2026 10:21:31
Fecha de validación 06/03/2026 10:21:31

(415)7707173981008(8020)112618735136(3900)310135(96)20260324

55458 27081 2/2

AUXILIO DE SERVICIOS PÚBLICOS OFICINA DEL PROYECTO (ENERGÍA, ACUEDUCTO, GAS, TELEFONÍA, INTERNET).

FACTURA TIGO Y EPM

Hola, Pimienta Tobon Santiago De Jesus

Factura electrónica de venta de servicios hogar

Fecha expedición factura: 2026-03-25

tigo

Datos de envío y pago

CC/NIT: 1036618091
CR 39 CL 39 E -30 (INTERIOR 3)
Medellín-Antioquia
Contrato: 21396519 Paga con este número
Consumos entre: Del 01 Marzo Al 31 Marzo
Referente de pago: 9573876773-47
Fecha límite de pago:

11 de Abril de 2026

El 6 de Mayo se suspenderán los servicios hogar. Sigue conectado realizando el pago y evita cobro de reconexión de $46.000 IVA incluido.

Valor total a pagar:

$ 95,920.00

Resumen de cobros		Más detalles a un clic
Valor mensual de tu plan	$	119,900.01
Descuentos aplicados	$	-23,980.00
Otros Cobros	$	-0.01

Descarga copia de tus facturas, realiza consultas y transacciones de tus servicios fijos y móviles ingresando a mi.tigo.com.co o descarga la app Mi Tigo en tu celular

Paga tu factura fácil y seguro en tigo.com.co/pago

Con Tarjeta de crédito VISA **Tarjeta débito** PSE **Nequi**

¡Despreocúpate! **Programa el pago automático** con tarjeta de crédito o débito en mi.tigo.com.co

Medios de Pago: Presenciales: Supergiros, Daviplata, Efecty, Gana, Servientrega, Punto Apostador, Su Red, Corresponsales Bancolombia, Puntos Colombia, Baloto, Su Chance, Su Apuesta, Su Suerte, Éxito, Carulla, Jumbo, Surtimax, Inter Act, Olímpica, Cruz Verde, Mercasitio, Efecty, Supergiros, Baloto, Punto Red, Zinet, Pagatodo, Pibn, Paystodo, MoneyRed, PuntoCarga. **Digitales:** Con Tarjeta Débito: Pagina Web TIGO (PSE, Nequi, Daviplata, BANCOLOMBIA), App Mi Tigo (PSE, Nequi, Daviplata, BANCOLOMBIA) Con Tarjeta Crédito: Pagina Web TIGO (Visa, Mastercard, Amex, Diners), App Mi Tigo (Visa, Mastercard, Amex, Diners)
Otros Medios de Pago: Sistemas de audio-respuesta, cajeros electrónicos, datáfonos, portales web bancos.

La velocidad que disfrutas con tu plan de Internet en tu hogar es de 500 Megas.

El prestador del servicio, así como sus adicionales, complementarios o suplementarios es UNE EPM TELECOMUNICACIONES S-A / NIT 900.092.385-9 / Cr. 48 No 20-45 código postal 050030 MEDELLIN-ANTIOQUIA-COLOMBIA/ SOMOS AUTORRETENEDORES (Resolucion 07239 de julio 4 de 2006), GRANDES CONTRIBUYENTES y AGENTES RETENEDORES DE IVA. Autorización numeración de facturación DIAN No. 18764098297031 del 08 de Septiembre de 2025 al 08 de Marzo de 2027, de la BOPU 124798717 a la BOPU 149999999 Factura electrónica de venta Nº BOPU1330792283. Fecha expedición factura: 2026-03-25 a las 22:55:46-05:00

Contrato: 21396519 Referente de pago: 9573876773-47
CC/NIT: 1036618091

Pago Total $ 95,920.00

Fecha límite de pago: 11 de Abril de 2026

Código rescudo **200**

(415)7707316032000(8020)957387677347(3900)095920(96)20260411

PRODUCTO CUPON DE PAGO VALOR

Historial de pagos

Detalles del pago

Datos del pago

Nombre de la factura
Internet GS oficina Palma

Empresa o servicio
TIGO SERVICIOS HOGAR Y MÓVIL - 4315

Referente de pago
957387677347

Numero contrato o numero móvil
21396519

Valor pagado
$ 95.920,00

Producto origen

Cuenta de Ahorros
Bancolombia
*0068

Estado del pago

Exitoso

0000000083321000300300003-27-00000000999

JURISDANTE DE BIP WARE, LUXEMBOURG BRANCH
NIT 901.148.351 SUCURSAL EXTRANJERA
COMPUTO CONTABLE

cufe: e1f74c6e9bc0fd382a2d1d3ae212d4e9651a6476a5910327b7a7001c140843d6d1fe4e6dee912fb62937bb9992365eb6

AUXILIO PARA GASTOS DE PAPELERIA, IMPRESIONES, FOTOCOPIAS Y OTROS.

FACTURA

PAS Y SALVO



PAPELERIA Y MISCELANEA COLINA DE LOS BERNAL
NIT 43.868.586-6
CR 84 B CL 4 A 81 IN 1002
Tel: (604) 3113544133
Medellín - Colombia
dgaviria26@hotmail.com

Factura electrÃ³nica de venta
No. 142

Señores	GS VIAS Y ESTRUCTURAS SAS		
NIT	829.002.400-1	**Teléfono**	(604) 0000000
Dirección	CR 27 N 56 21 BARRIO GALAN GOMEZ	**Ciudad**	Barrancabermeja - Colombia

Fecha y hora Factura	
Generación	01/04/2026, 15:34
Expedición	01/04/2026, 15:34
Vencimiento	05/04/2026

Ítem	Descripción	Cantidad	Vr. Total
1	IMPRESIONES COLOR	66.00	66,000.00
2	Sobre de manila carta	1.00	1,000.00
3	IMPRESIONES COLOR	84.00	84,000.00
4	Sobre de manila carta	1.00	1,000.00
5	SCANER	152.00	60,800.00

Total ítems: 5

Total Bruto	212,800.00
IVA 0%	0.00
Total a Pagar	212,800.00

Valor en Letras:
Doscientos doce mil ochocientos pesos m/cte

Forma de pago:
Crédito

Medio de pago:
Pago a crÃ©dito - Cuota No. 001 vence el 2026-04-05 por $ 212,800.00

Observaciones:
Favor consignar en la cuenta de ahorros Bancolombia 51060925741na nombre de Diana Gaviria

A esta factura de venta aplican las normas relativas a la letra de cambio (artículo 5 Ley 1231 de 2008). Con esta el Comprador declara haber recibido real y materialmente las mercancías o prestación de servicios descritos en este título - Valor. **Número Autorización Electrónica 18764106359788 aprobado en 20260224 prefijo desde el número 131 al 10000 Vigencia: 6 Meses**
No responsable de IVA - Actividad Económica 4761 Comercio al por menor de libros, periódicos, materiales y artículos de papelería y escritorio, en establecimientos especializados
Tarifa
CUFE: 91f7213aa4116dcb0bbee0874de0c5cf957eeb3c04abedf26fd26f99784c75cdb488f3406b437324c11498c7c679c10d

Fabricante Software y Proveedor tecnológico: Siigo SAS - Nit 830.048.145-8. Nombre Software: Siigo Nube. Firma electrónica: ver en el XML

¡Transferencia exitosa!

Comprobante No. 0000089300
01 Abr 2026 - 04:39 p m.

Datos de la transferencia

Valor de la transferencia
$ 212.800

Producto destino

Diana Patricia Gaviria Uribe
Ahorros
510 - 609257 - 41

Producto origen

Cuenta de Ahorros
Ahorros
***0068**

AUXILIO POR CELULARES - EQUIPO Y CONSUMO-.

GS Vías y Estructuras
Nit. 829002400-1
WEB: gsviasyestructuras.com

Medellín, 30 marzo de 2026

Señores
ALCALDIA DE MEDELLIN
Distrito de Ciencia Tecnología e Innovación
Secretaria de Suministros y Servicios

PAGO AUXILIO CELULARES

Por medio de la presente nos permitimos certificar que MARIA YESSICA SARMIENTO MAZO, Identificado con cedula de ciudadanía No. 1.096.222.995, aportó un Auxilio por Celulares para todo el personal de GS VÍAS Y ESTRUCTURAS S.A.S en el mes de **MARZO**. De acuerdo con la especificación requerida por la entidad, relacionado con el acta **No. 6 de Interventoría, en el período de tiempo del 1 al 30 de Marzo de 2026** del contrato N° 4600105636 de 2025. Cuyo objeto es "INTERVENTORÍA PARA LA CONSTRUCCIÓN Y MEJORAMIENTO DE VIAS URBANAS Y OBRAS COMPLEMENTARIAS ASOCIADAS".

El personal que recibió el auxilio por celulares se relaciona a continuación:

Nombre	Cargo	CC	Valor pagado (Del 1 al 30 de marzo)	Firma
Mauricio Villa Vallejo	Director de Interventoría	98.637.042	$40.000	
Ficxonder Robayo Gallego	Residente de Interventoría. Frente carrera 43b	79.522.246	$40.000	
Luis Enrique Delgado Jaime	Profesional Seguridad y Salud en el Trabajo -SST	9.396.533	$40.000	
Luis Fernando David Metaute	Profesional ingeniero forestal	71.383.250	$40.000	
Jorge Andrés Londoño Grajales	Residente de Interventoría. Frente carrera 43b	71.373.341	$40.000	
Martha Milena Pérez Correa	Profesional Social	43.872.335	$40.000	
Heiner Johan Gutiérrez Díaz	Profesional Ambiental	1.082.873.347	$40.000	
Marlon Giovanny Sánchez Jaramillo	Tecnólogo en Obras Civiles	1.039.703.907	$10.667	
Francisco Escobar Hernández	Tecnólogo en Obras Civiles	1.040.751.402	$9.333	
		TOTAL		$300.000

Atentamente:

MARIA YESSICA SARMIENTO MAZO
C.C. 1.096.222.995

Carrera 27 # 56 -21
Santander, Barrancabermeja - Barrio Galán
WEB: gsviasyestructuras.com

AUXILIO PARA ALQUILER DE EQUIPOS DE CÓMPUTO CON SOFTWARE LICENCIADO DE ACUERDO CON LA ESPECIFICACIÓN REQUERIDA POR LA ENTIDAD.

Medellín, 30 marzo de 2026

Señores
ALCALDIA DE MEDELLIN
Distrito de Ciencia Tecnología e Innovación
Secretaria de Suministros y Servicios

PAGO AUXILIO ALQUILER EQUIPOS DE CÓMPUTO

Por medio de la presente nos permitimos certificar que MARIA YESSICA SARMIENTO MAZO, Identificado con cedula de ciudadanía No. 1.096.222.995, aportó un Auxilio de alquiler de equipos de cómputo con software licenciado, para todo el personal de GS VÍAS Y ESTRUCTURAS S.A.S en el mes de **MARZO**. De acuerdo con la especificación requerida por la entidad, relacionado con el acta **No. 6 de Interventoría, en el período de tiempo del 1 al 30 de marzo de 2026** del contrato N° 4600105636 de 2025. Cuyo objeto es "INTERVENTORÍA PARA LA CONSTRUCCIÓN Y MEJORAMIENTO DE VÍAS URBANAS Y OBRAS COMPLEMENTARIAS ASOCIADAS".

El personal que recibió el auxilio por Equipo de Cómputo se relaciona a continuación:

Nombre	Cargo	CC	Valor pagado (Del 1 al 30 de marzo)	Firma
Mauricio Villa Vallejo	Director de Interventoría	98.637.042	$150.000	
Ficxonder Robayo Gallego	Residente de Interventoría Frente carrera 43b	79.522.246	$150.000	
Luis Enrique Delgado Jaime	Profesional Seguridad y Salud en el Trabajo -SST	8.396.533	$150.000	
Jorge Andrés Londoño Grajales	Especialista PMT	71.379.341	$150.000	
Martha Milena Perez Correa	Profesional Social	43.872.335	$150.000	
Heiner Johan Gutiérrez Díaz	Profesional Ambiental	1.082.873.347	$150.000	
		TOTAL		$900.000

Atentamente:

MARIA YESSICA SARMIENTO MAZO
C.C. 1.096.222.995

AUXILIO DE TRANSPORTE

AUXILIO DE TRANSPORTE. (PARA PROFESIONALES Y TÉCNOLOGOS QUE VISITAN LOS FRENTES DE OBRA)TECNOLOGO FRENTE INTERVENCIONES LEVES

AUXILIO DE TRANSPORTE. (PARA PROFESIONALES Y TÉCNOLOGOS QUE VISITAN LOS FRENTES DE OBRA)PROFESIONAL SST

AUXILIO DE TRANSPORTE. (PARA PROFESIONALES Y TÉCNOLOGOS QUE VISITAN LOS FRENTES DE OBRA)PROFESIONAL SOCIAL

AUXILIO DE TRANSPORTE. (PARA PROFESIONALES Y TÉCNOLOGOS QUE VISITAN LOS FRENTES DE OBRA)ESPECIALISTA PMT

Medellín, 30 marzo de 2026

Señores
ALCALDIA DE MEDELLIN
Distrito de Ciencia Tecnología e Innovación
Secretaria de Suministros y Servicios

PAGO AUXILIO DE TRANSPORTE

Por medio de la presente nos permitimos certificar que MARIA YESSICA SARMIENTO MAZO, Identificado con cedula de ciudadanía No. 1.096.222.995, aportó un Auxilio de alquiler de equipos de cómputo con software licenciado, para todo el personal de GS VÍAS Y ESTRUCTURAS S.A.S en el mes de **MARZO.** De acuerdo con la especificación requerida por la entidad, relacionado con el acta **No. 6 de Interventoría, en el período de tiempo del 1 al 30 de marzo de 2026** del contrato N° 4600105636 de 2025. Cuyo objeto es "INTERVENTORÍA PARA LA CONSTRUCCIÓN Y MEJORAMIENTO DE VÍAS URBANAS Y OBRAS COMPLEMENTARIAS ASOCIADAS".

El personal que recibió el auxilio por transporte se relaciona a continuación:

Nombre	Cargo	CC	Valor pagado (Del 1 al 30 de marzo)	Firma
Luis Enrique Delgado Jaime	Profesional Seguridad y Salud en el Trabajo -SST	8.396.533	$465.000	
Jorge Andrés Londoño Grajales	Especialista para PMT	71.373.341	$232.500	
Martha Milena Perez Correa	Profesional Social	43.872.335	$232.500	
Marlon Giovanny Sanchez Jaramillo	Tecnólogo en Obras Civiles	1.039.703.907	$124.000	
Francisco Escobar Hernández	Tecnólogo en Obras Civiles	1.040.751.402	$108.500	

Atentamente:

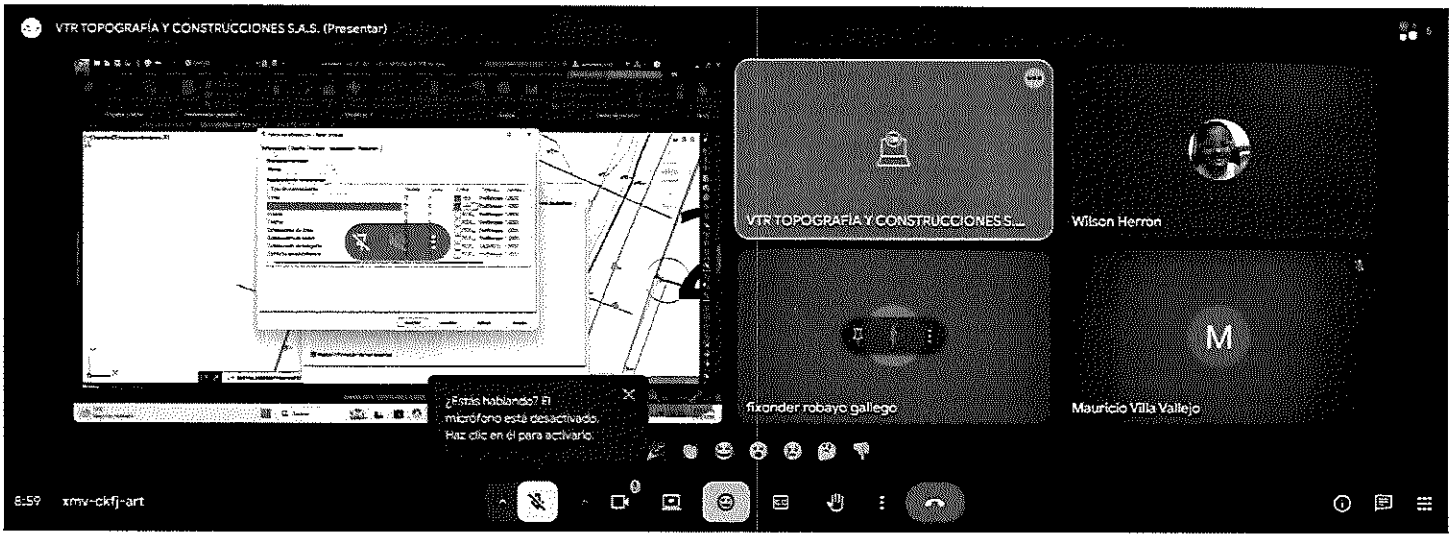
MARIA YESSICA SARMIENTO MAZO

C.C. 1.096.222.995

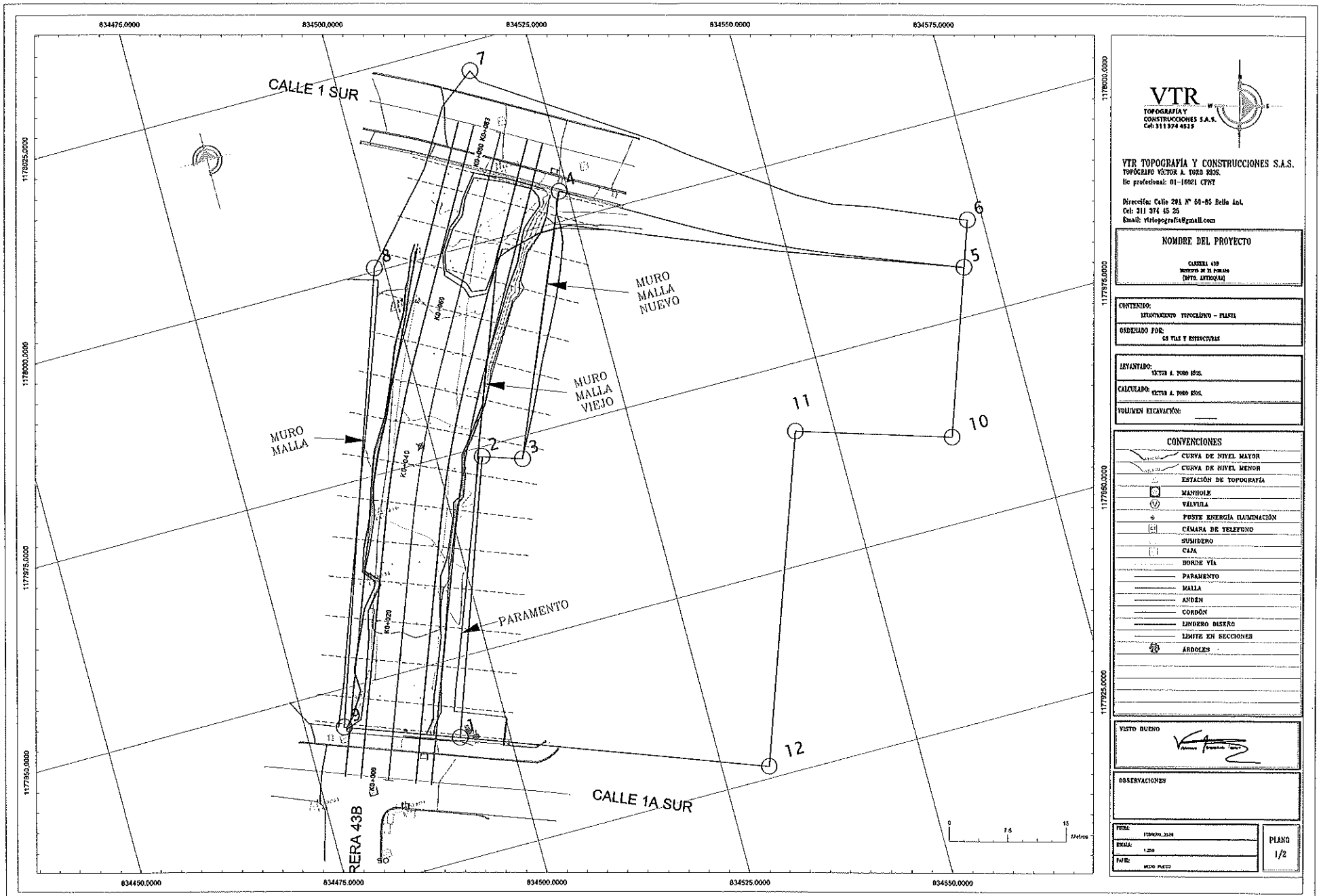
COMISIÓN TOPOGRÁFICA.

INTERVENTORIA VIA POBLADO

Dibujo y levantamiento topográfico al detalle, solicitado por el consultor para diseñar los muros de contención de los costados izquierdo y derecho, teniendo en cuenta que se realizó desplazamiento del eje de la vía para ajustar la sección de vía en el ancho de la banca existente.



Se realizaron reuniones con el consultor, topógrafo y profesionales técnicos para satisfacer los insumos requeridos por el consultor, y el plano se trabajó con coordenadas reales para la posterior implantación en campo por parte de la topografía del contratista.



VTR
TOPOGRAFIA Y CONSTRUCCIONES S.A.S.
Cel: 311 374 4525

VTR TOPOGRAFÍA Y CONSTRUCCIONES S.A.S.
TOPÓGRAFO VÍCTOR A. TORO RÍOS.
No profesional: 01-16921 CPNT

Dirección: Calle 29A N° 50-85 Bello Ant.
Cel: 311 374 45 25
Email: vtrtopografia@gmail.com

NOMBRE DEL PROYECTO

CARRERA 43B
MUNICIPIO DE EL PEÑOL
(DPTO. ANTIOQUIA)

CONTENIDO:
LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO - PLANTA

ORDENADO POR:
CS VIAS Y ESTRUCTURAS

LEVANTADO: VÍCTOR A. TORO RÍOS.

CALCULADO: VÍCTOR A. TORO RÍOS.

VOLUMEN EXCAVACIÓN: ____

CONVENCIONES

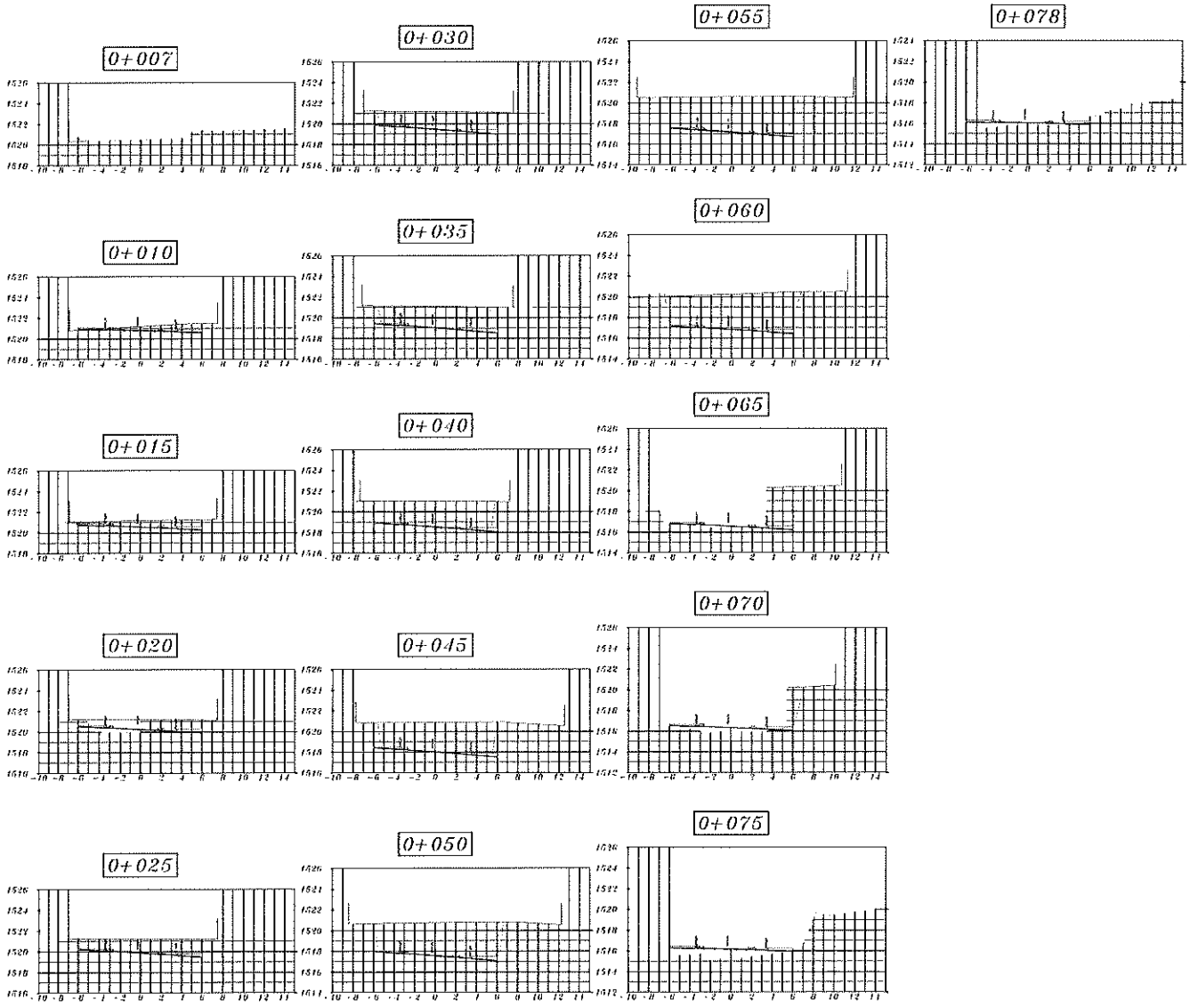
- CURVA DE NIVEL MAYOR
- CURVA DE NIVEL MENOR
- ESTACIÓN DE TOPOGRAFÍA
- MANHOLE
- VÁLVULA
- POSTE ENERGÍA ILUMINACIÓN
- CÁMARA DE TELEFONO
- SUMIDERO
- CAJA
- BORDE VÍA
- PARAMENTO
- MALLA
- ANDÉN
- CORDÓN
- LINDERO DISEÑO
- LÍMITE EN SECCIONES
- ÁRBOLES

VISTO BUENO

OBSERVACIONES

FECHA: FEBRERO_2018
ESCALA: 1:250
PAPEL: MEDIO PLIEGO

PLANO 1/2



VTR
TOPOGRAFÍA Y CONSTRUCCIONES S.A.S.
Cel: 311 374 45 25

VTR TOPOGRAFÍA Y CONSTRUCCIONES S.A.S.
TOPÓGRAFO VÍCTOR A. TORO RÍOS.
tlc profesional: 01-16021 CPNT

Dirección: Calle 29A N° 59-85 Bello Ant.
Cel: 311 374 45 25
Email: vtrtopografia@gmail.com

NOMBRE DEL PROYECTO

CARRERA 43B
PUNTOS 28 Y 29 PUBLOS
(RETO, ANTIOQUIA)

CONTENIDO:
LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO - SECCIONES

ORDENADO POR:
GS VIAS Y ESTRUCTURAS

LEVANTADO: VÍCTOR A. TORO RÍOS.

CALCULADO: VÍCTOR A. TORO RÍOS.

VOLUMEN EXCAVACIÓN: _____

CONVENCIONES

TERRENO

LIMITE EN SECCIONES

VISTO BUENO

OBSERVACIONES

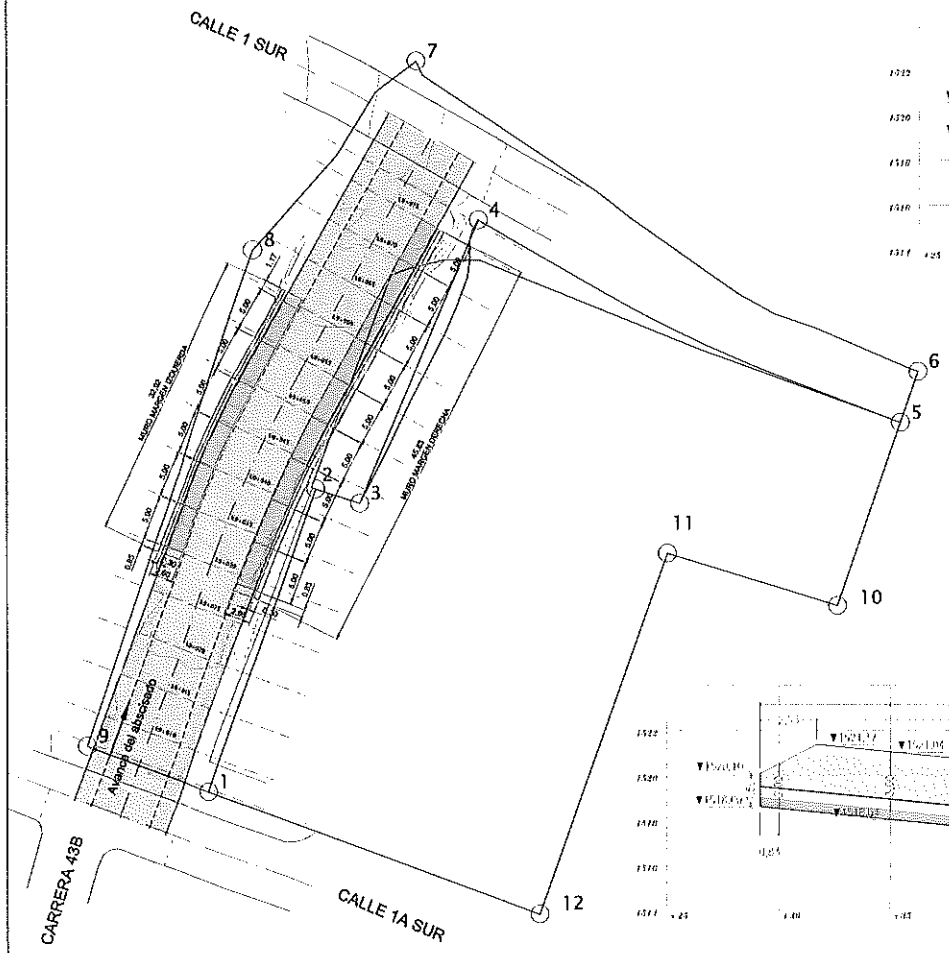
FECHA: FEBRERO, 2020

ESCALA: 1:250

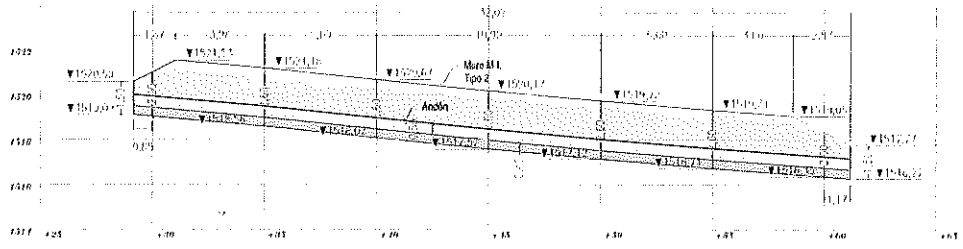
PLANO: MICRO PARCO

PLANO 2/2

ESTUDIOS Y ASESORÍAS JURIDICAS, CONTABLES Y TÉCNICAS ESPECIALIZADAS

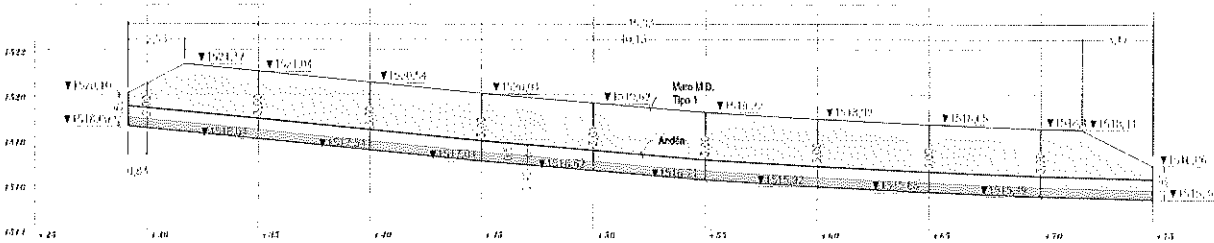


PLANTA GENERAL - MUROS
ESCALA 1:250



MURO MARGEN IZQUIERDA

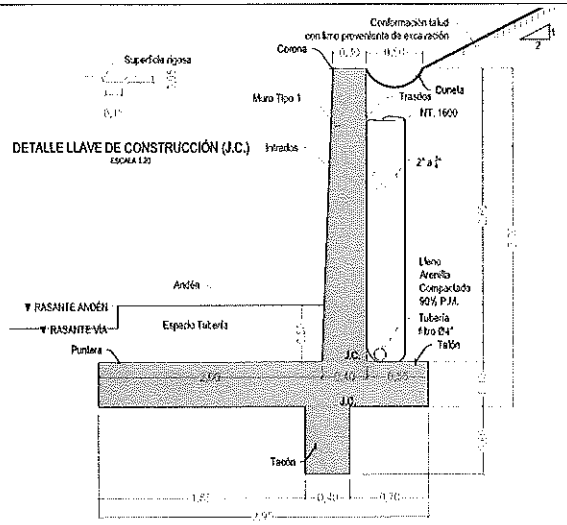
ELEVACIÓN MURO
ESCALA 1:100



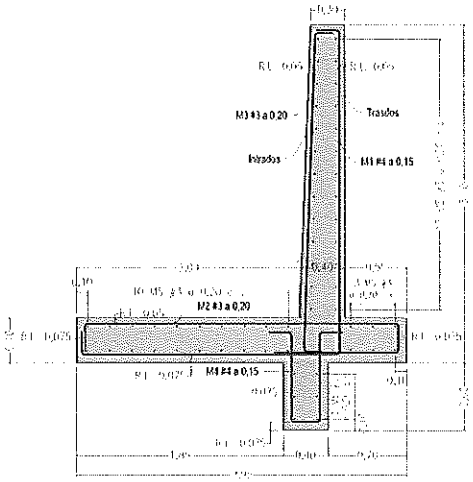
MURO MARGEN DERECHA

ELEVACIÓN MURO
ESCALA 1:100

ENTIDAD:	CONTRATANTE: XXXX	INTERVENTORÍA:	DISEÑADOR:	VERSIÓN	FECHA	MODIFICACIONES: DESCRIPCIÓN	DIBUJÓ: DISEÑÓ: REVISÓ: APROBÓ:	MATRÍCULA:	FIRMA:	PROYECTO: MUROS PUENTE SECTOR POBLADO DISTRITO DE MEDELLÍN	CONTIENE: PLANTA PERFIL MUROS	FORMATO IMPRESIÓN: A1 (594 x 841 mm) / FECHA: / ARCHIVO: / PLANO: 01 / 06



SECCIÓN TRANSVERSAL - MURO TIPO 1
H= 3,00 m
ESCALA 1:20

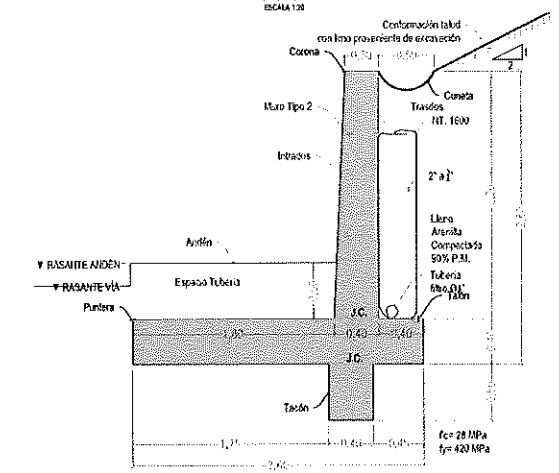


SECCIÓN TRANSVERSAL - MURO TIPO 1 - REFUERZO
H= 3,00 m
ESCALA 1:20

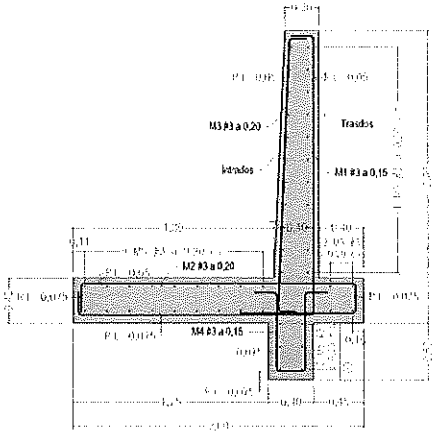
NOTAS:

Recubrimiento libre= 0,75 m cuando el concreto se vacíe directamente al suelo.
Recubrimiento libre= 0,05 m cuando el concreto se vacíe con formaleta.
f'c = 28 MPa
fy = 420 MPa

Abreviaturas:
R.L. = Recubrimiento Libre
c.c. = Cada Cara
@ = Espaciamiento barras

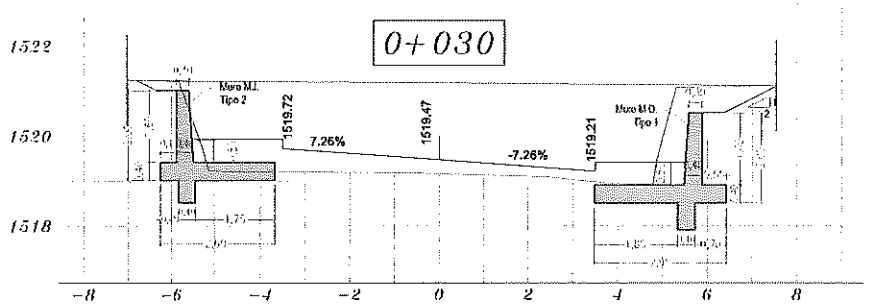


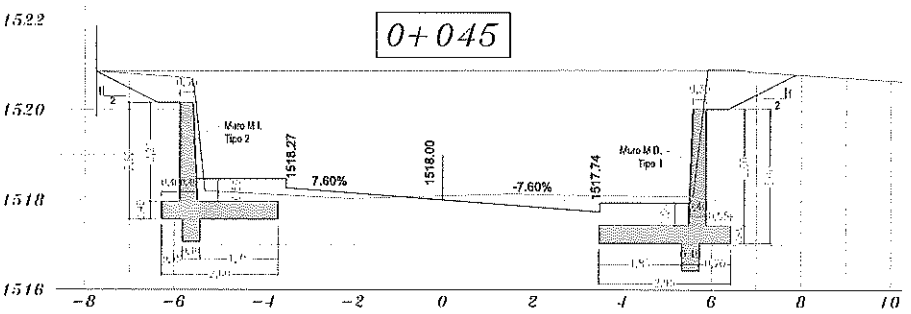
SECCIÓN TRANSVERSAL - MURO TIPO 2
H= 2.60 m
ESCALA 1:20

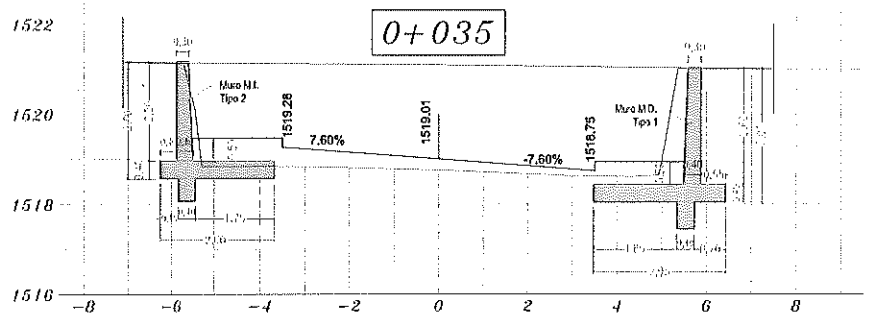


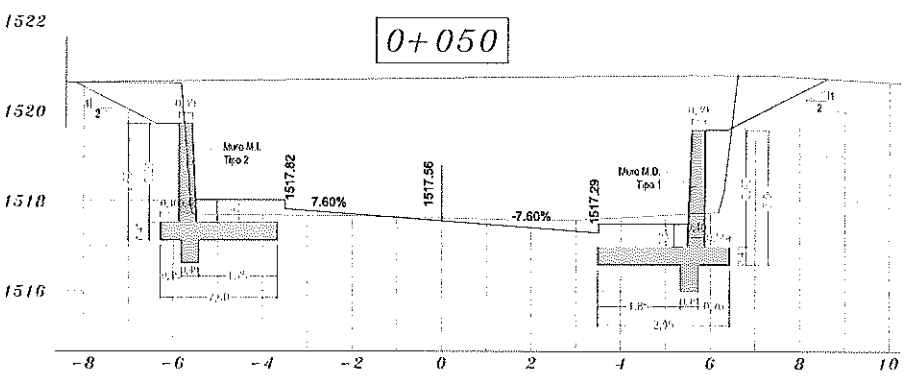
SECCIÓN TRANSVERSAL - MURO TIPO 2 - REFUERZO
H= 2.60 m
ESCALA 1:20

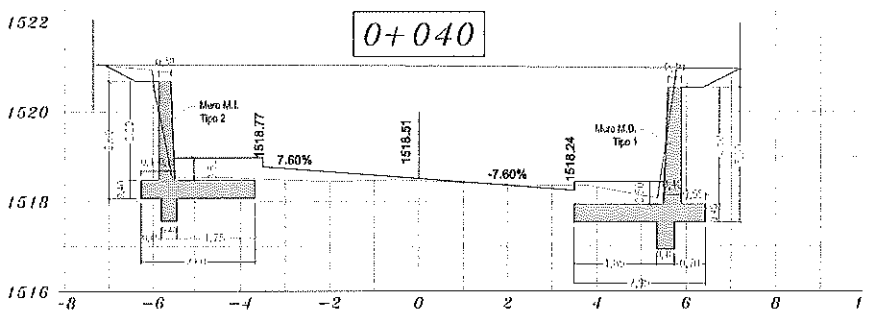
ENTIDAD:	CONTRATANTE: xxxx	INTERVENTORÍA:	DISEÑADOR:	MODIFICACIONES		MATRÍCULA	FIRMA	PROYECTO:	CONTIENE:	FORMATO IMPRESIÓN:	ARCHIVO:
					DISEÑADOR ESTRUCTURAL: WILSON HERRÓN DURÁN	052220X549 Ant.		MUROS PUENTE SECTOR POBLADO DISTRITO DE MEDELLÍN	SECCIONES TRANSVERSALES MURO GEOMETRÍA - REFUERZO		
					DIRECTOR INTERVENTORÍA:	0970000 Ant.				FECHA:	PLANO: 02 / 06
				2023-12-13	REVISÓR:	0000000 Ant.					
				VERSIÓN: FECHA: DESCRIPCIÓN	ROLE:						



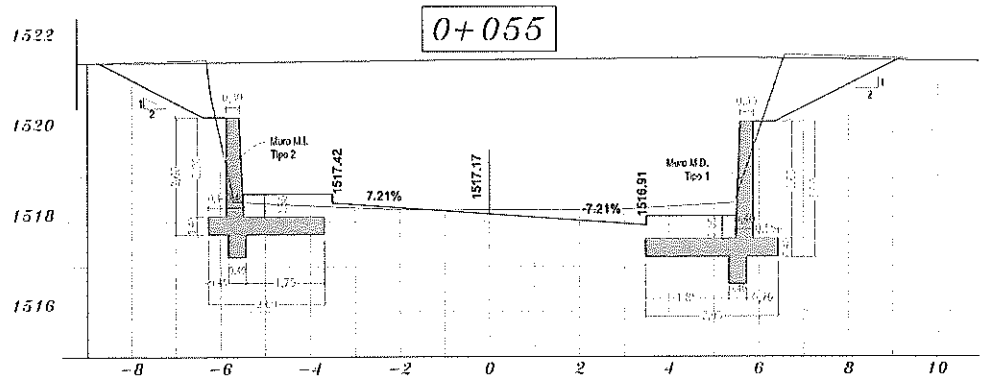


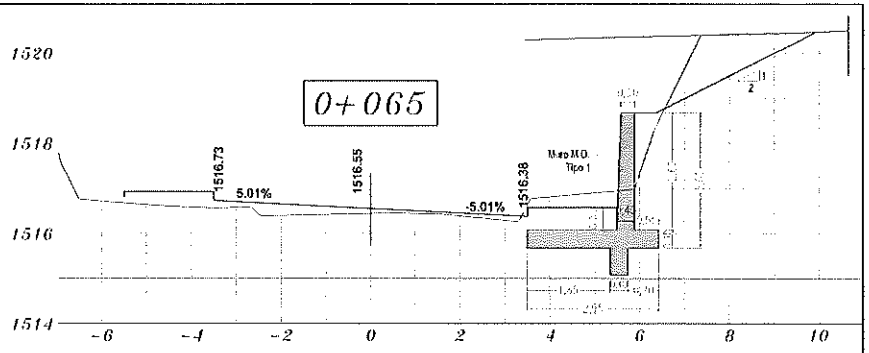


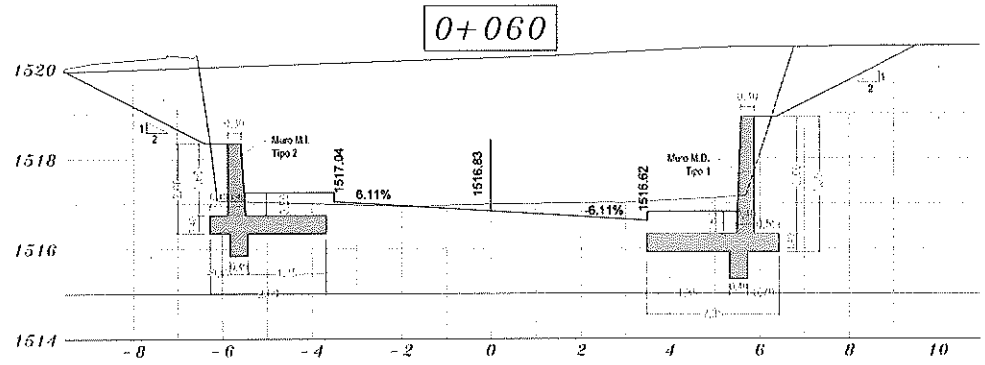


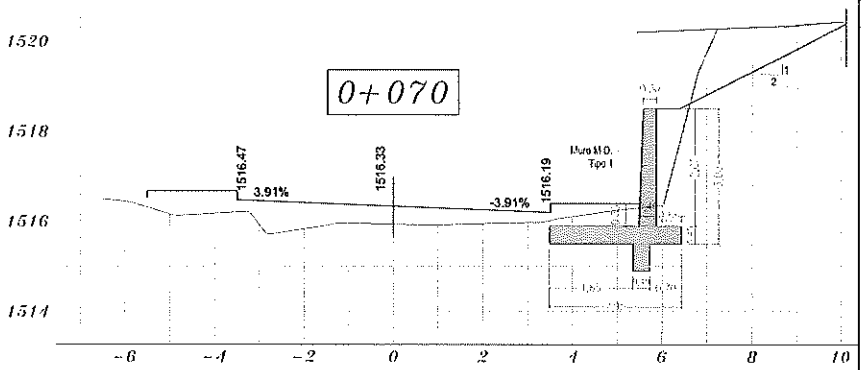


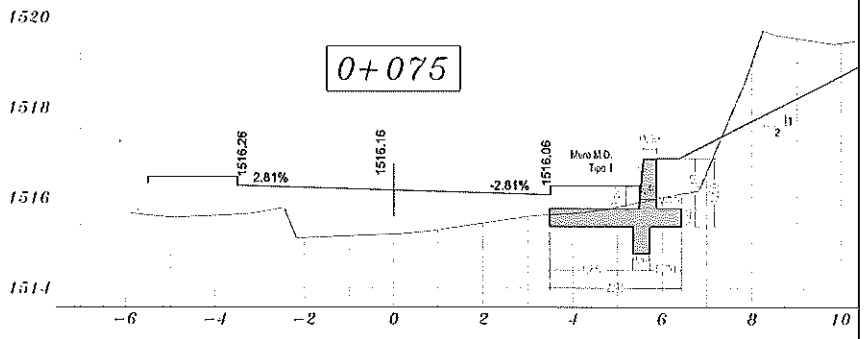
ENTIDAD:	CONTRATANTE: XXXX	INTERVENTORÍA:	DISEÑADOR:	MODIFICACIONES:			PROYECTO:	CONTIENE:	FORMATO IMPRESIÓN	ARCHIVO
				VERSIÓN / FECHA / DESCRIPCIÓN			MUROS PUENTE SECTOR POBLADO DISTRITO DE MEDELLÍN	SECCIONES TRANSVERSALES MURO ABS. 0+30 A 0+50	FECHA:	PLANO 03 / 06



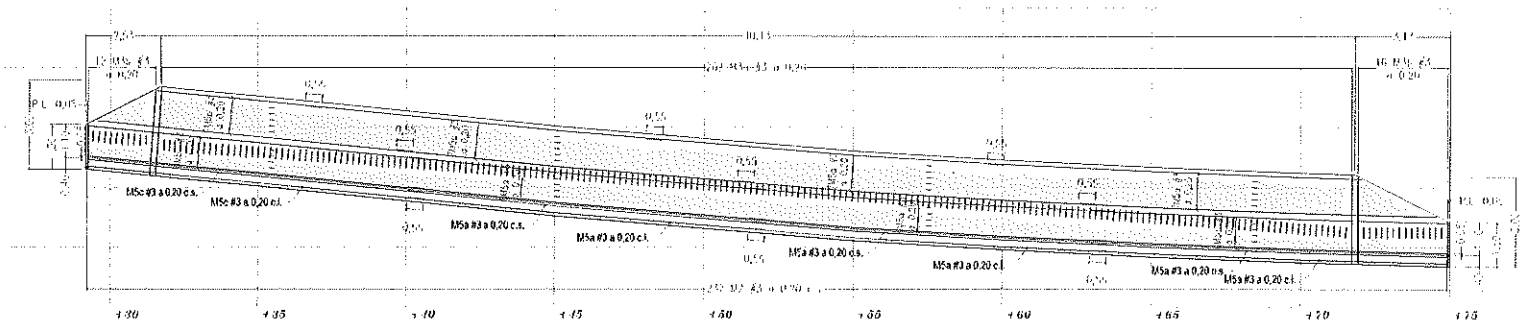




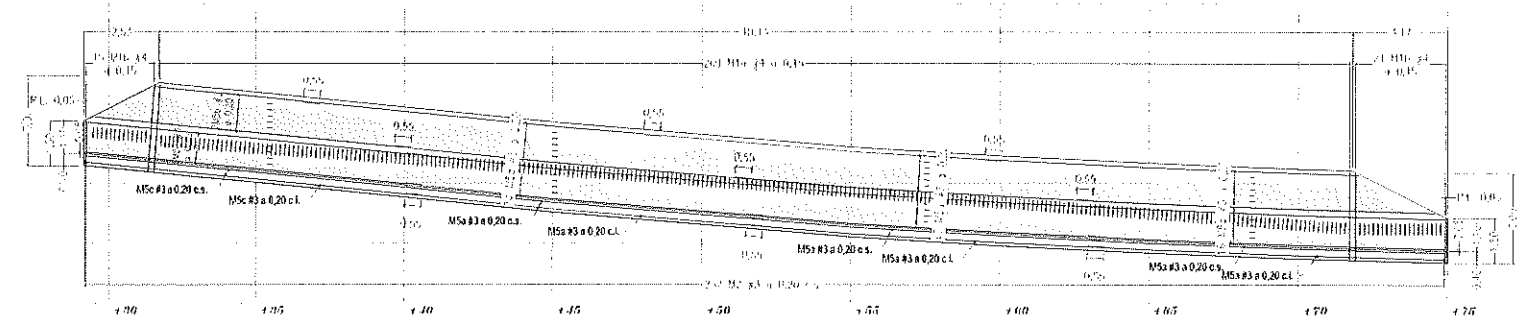




ENTIDAD:	CONTRATANTE: XXXX	INTERVENTORÍA:	DISEÑADOR:	MODIFICACIONES:			PROYECTO:	CONTIENE:	FORMATO IMPRESIÓN:	ARCHIVO:
							MUROS PUENTE SECTOR POBLADO DISTRITO DE MEDELLIN	SECCIONES TRANSVERSALES MURO ABS. 0+55 A 0+75		PLANO: 04 06



ELEVACIÓN MURO TIPO 1
INTRADOS
ESCALA 1:75



ELEVACIÓN MURO TIPO 1
TRASDOS
ESCALA 1:75

CUADRO DE REFUERZO MURO TIPO 1 (28 MPa)

MARCA	#	LONGITUD (m)	CANTIDAD POR ELEMENTO	CANTIDAD ESTRUCTURA	CANTIDAD TOTAL	PESO (kg)	DIAGRAMA DE FIGURACIÓN
M1a	4	5.55	209	1	209	1163	
M1b	4	4.60	36	1	36	172	
M2	3	4.43	233	1	233	575	
M3a	5	3.18	203	1	203	359	
M3b	5	2.40	28	1	28	38	
M4	4	2.25	305	1	305	482	
M5a	3	12.60	58	3	174	1163	
M5b	3	6.20	16	1	16	66	
M5c	3	11.45	28	1	28	215	
TOTAL PESO REFUERZO (kg)						4234	

La información del cuadro de despiece elaborado por el diseñador debe tomarse como referencia y debe ser verificado y corroborado por el constructor y la correspondiente interventoría antes de su figuración.

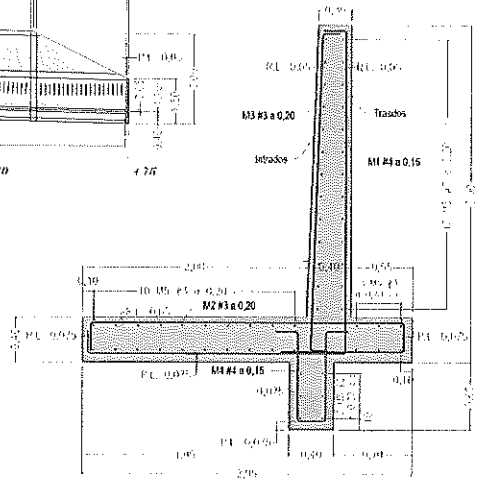
NOTAS:

Recubrimiento libre= 0,75 m cuando el concreto se vacíe directamente al suelo.
Recubrimiento libre= 0,05 m cuando el concreto se vacíe con formaleta.
f'c = 28 MPa
fy = 420 MPa

Fricción suelo concreto en la base de la zarpa = 0.40
CCP14 = Sismo
Sobrecarga = 0
Perfil suelo = D
PGA = 0.20
FPGA = 1.40
Kh = 0.14 As = 0.28
Kae = 0.894
Ka = 0.622
Componente Sismo = 0.4

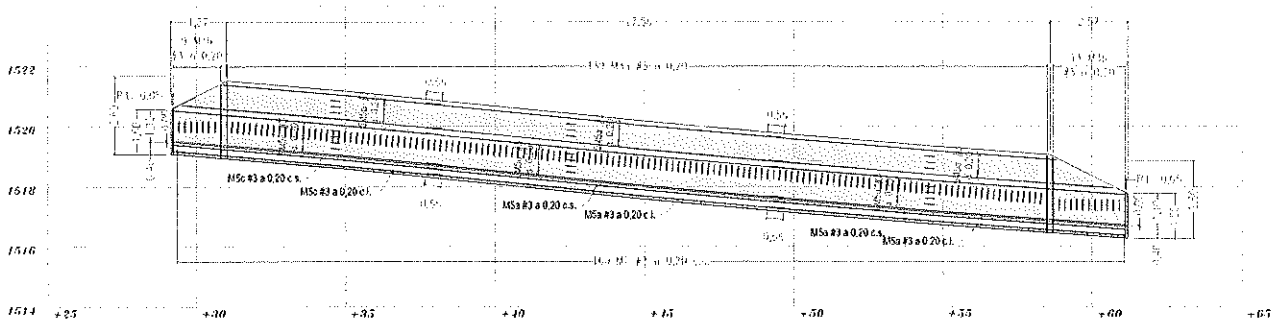
Abreviaturas:

R.L. = Recubrimiento Libre
c.c. = Cada Cara
@= Espaciamiento barras
c.i. = Cara Inferior
c.s. = Cara Superior

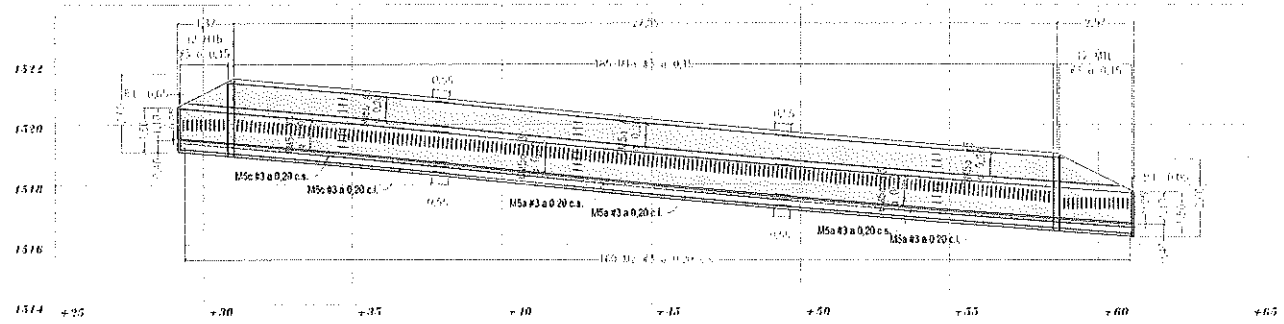


SECCIÓN TRANSVERSAL - MURO TIPO 1 - REFUERZO
H= 3.00 m
ESCALA 1:25

ENTIDAD:	CONTRATANTE: xxxx	INTERVENTORÍA:	DISEÑADOR:	MODIFICACIONES			MATRÍCULA	FIRMA:	PROYECTO:	CONTIENE:	FORMATO IMPRESIÓN:	ARCHIVO:
									MUROS PUENTE SECTOR POBLADO DISTRITO DE MEDELLÍN	ELEVACIÓN MURO TIPO 1 - H = 3.00 REFUERZO		
				VERSIÓN	FECHA	DESCRIPCIÓN					FECHA:	PLANO: 05 / 06



ELEVACIÓN MURO TIPO 2
INTRADOS
ESCALA 1:75



ELEVACIÓN MURO TIPO 2
TRASDOS
ESCALA 1:75

NOTAS:

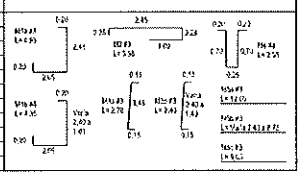
Recubrimiento libre= 0,75 m cuando el concreto se vacie directamente al suelo.
Recubrimiento libre= 0,05 m cuando el concreto se vacie con formaleta.
f'c = 28 MPa
fy = 420 MPa

Abreviaturas:
R.L. = Recubrimiento Libre
c.c. = Cada Cara
@ = Espaciamiento barras
c.i. = Cara Inferior
c.s. = Cara Superior

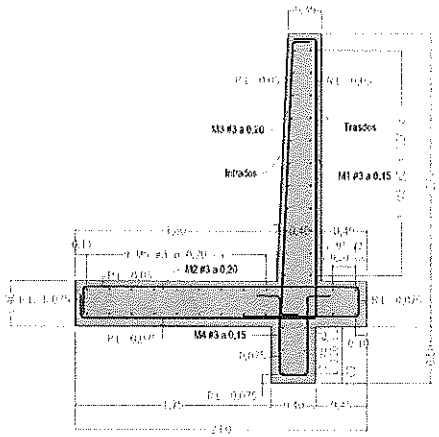
CUADRO DE REFUERZO MURO TIPO 2 (28 MPa)

MARCA	ø	LONGITUD (m)	CANTIDAD POR ELEMENTO	CANTIDAD ESTRUCTURA	CANTIDAD TOTAL	PESO (kg)
M1a	4	6.80	138	1	185	503
M1b	4	4.35	29	1	29	125
M2	3	3.58	180	1	180	358
M3a	3	2.78	139	1	139	316
M3b	3	2.20	22	1	22	17
M4	4	2.65	214	1	214	436
M5a	3	12.00	80	2	160	473
M5b	3	8.00	10	1	10	45
M5c	3	9.06	40	1	40	203
TOTAL PESO REFUERZO (kg)						2567

DIAGRAMA DE FIGURACIÓN



La información del cuadro de despiece elaborado por el diseñador debe tomarse como referencia y debe ser verificado y corroborado por el constructor y la correspondiente interventoría antes de su figuración.



SECCIÓN TRANSVERSAL - MURO TIPO 2 - REFUERZO
H= 2.60 m
ESCALA 1:25

ENTIDAD:	CONTRATANTE: xxxx	INTERVENTORÍA:	DISEÑADOR:	MODIFICACIONES	MATRÍCULA	FIRMA	PROYECTO:	CONTIENE:	FORMATO IMPRESIÓN	ARCHIVO
							MUROS PUENTE SECTOR POBLADO DISTRITO DE MEDELLÍN	ELEVACIÓN MURO TIPO 2 - H = 2.60 REFUERZO		PLANO 06 / 06

WILSON HERRÓN D.

Ingenerio Civil Especilista en Estructuras
DISEÑO DE INGENIERÍA EN INFRAESTRUCTURA VIAL

Medellín, 30 de marzo de 2026

Señores
GS VIAS Y ESTRUCTURAS SAS
Atn: MAURICIO VILLA
Director de Interventoría del contrato de la Referencia
Medellín – Antioquia

REFERENCIA: "CONTRATO de interventoría 4600105636" nit 8 2 9 0 0 2 4 0 0, suscrito entre el distrito de Medellín y el consorcio GS VIAS Y ESTRUCTURAS SAS

ASUNTO: Informe de diseño muro de contención.

LOCALIZACIÓN: Muros de contención (obra pública) ubicado en carrera 43B entre calle 1 sur y 1ª sur barrio El Poblado de Medellín, Departamento de Antioquia.

I. INTRODUCCIÓN

En el presente documento se consigna el informe técnico sobre el diseño estructural de un muro de contención de tierras, ubicado en el sitio anotado en LOCALIZACIÓN.

El muro se diseña según lo establecido en la **norma colombiana de diseño de puentes vigente** CCP14, que es la aplicable para el tipo de estructura (muro de contención) de acuerdo al tipo de proyecto, vía de obra pública.

Por necesidad de condiciones particulares y topográficas del sitio de construcción de la obra se requiere el diseño de muros de contención en ambas márgenes de la vía en construcción, con el fin de impactar lo menos posible los predios particulares que podrían verse afectados con la construcción de una nueva vía ubicado en carrera 43B entre calle 1 sur y 1ª sur de Medellín.

Después de presentar una alternativa se atienden las observaciones tanto de la Interventoría como de la supervisión de la entidad pública (Distrito de Medellín) en el sentido de uniformizar a una altura constante el muro, para cada margen, y dejar en el trasdós una pequeña berma horizontal aproximada de 0.50 m en lleno que contendría una cuneta y seguidamente un talud de pendiente cuya relación es 2H:1V (2 horizontal vs 1 vertical) La altura de este talud es finita y definida por la topografía hasta los linderos (paramentos) de los terrenos y construcciones aledaños a la nueva vía, que no son propiedad del distrito de Medellín.

El talud inclinado se proyecta para ser revegetalizado, definido como el proceso técnico y ecológico de restablecer la cobertura vegetal (hierbas, arbustos y árboles) en áreas degradadas, erosionadas o intervenidas por actividades humanas o naturales, con el objetivo es recuperar el equilibrio ecológico, controlar la erosión, proteger taludes y fomentar la biodiversidad. Lo anterior se haría con plantaciones que definirían la entidad oficial contratante.

La cara superior de la zarpa (zapata de fundación del muro de contención) debe estar a 0.50 m debajo de la rasante del andén peatonal, espacio requerido para instalar redes húmedas y secas.

II. INFORMCIÓN BASE DEL ESTUDIO DE SUELOS

La información que suministro la interventoría es:

1. Plano digitales de la topografía para ser utilizado en autocad (*.DWG) que contiene la planta con la proyección de la vía a construir y secciones transversales cada 5.0 m en la cual se proyecta la sección de la vía a construir que básicamente tiene los siguiente:
    - 7.0 m, dos calzadas de 3.50 m
    - Anden de 2.0 m en cada costado de la vía.
2. La base (zarpa del muro) debe iniciar 0.50 m debajo de la rasante del andén, altura o profundidad requerida para ubicar tuberías de redes seca y húmedas.
3. Estudio de suelos realizados por la firma consultora TECNISUELOS para la empresa de Desarrollo Urbano (EDU) de Medellín entidad encargada de la estructuración y diseños preliminares para poder contratar la construcción, el documento es identificado como:

"ESTUDIO DE SUELOS PARA LA AMPLIACIÓN DE UN TRAMO DE LA CALLE 1 SUR Y LA CONSTRUCCIÓN DE UNA VÍA UBICADA ENTRE LA CALLE 1 SUR Y LA CALLE 1 A SUR, EN EL MUNICIPIO DE MEDELLÍN, DEPARTAMENTO DE ANTIOQUIA
INFORME 097/2018
MEDELLÍN, NOVIEMBRE DE 2018

Se presentan imágenes del anterior documento que se consideraron como información base para el diseño del muro, en lo concerniente a la geotecnia. A modo de resumen se consigna lo siguiente:

WILSON HERRÓN D.

Ingenerio Civil Especilista en Estructuras
DISEÑO DE INGENIERÍA EN INFRAESTRUCTURA VIAL

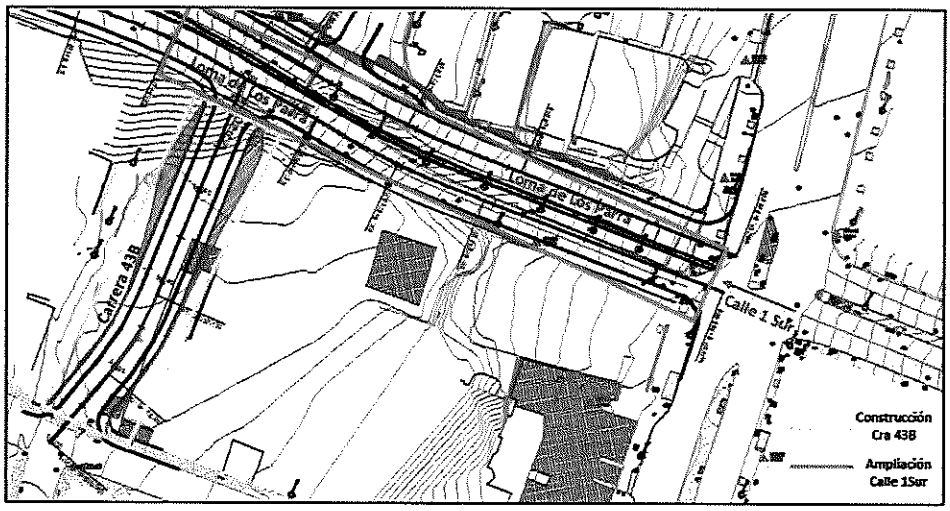
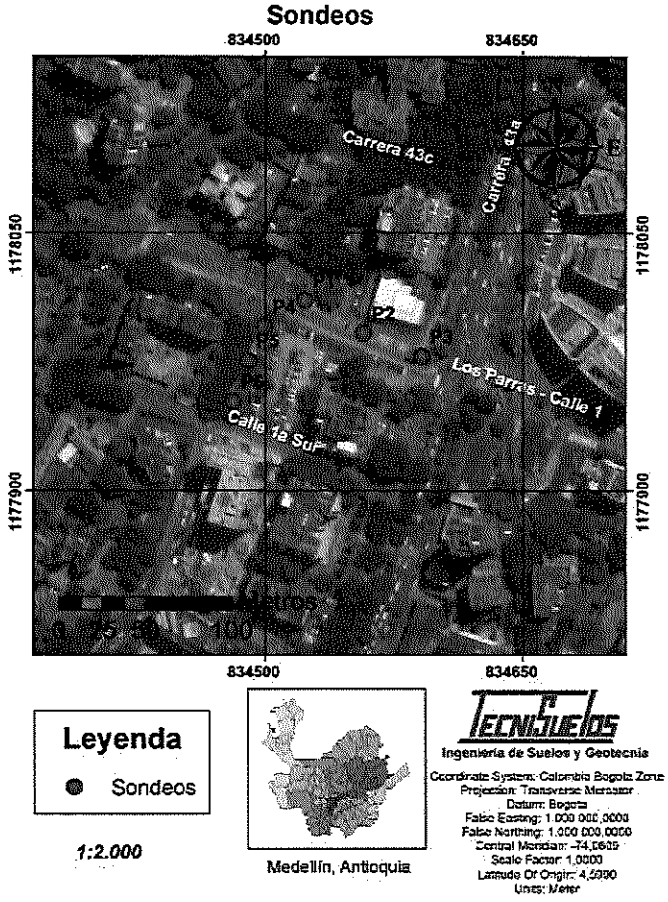


Figura 1: Localización del proyecto en planta, carrera 4B entre calle 1 sur y 1A sur



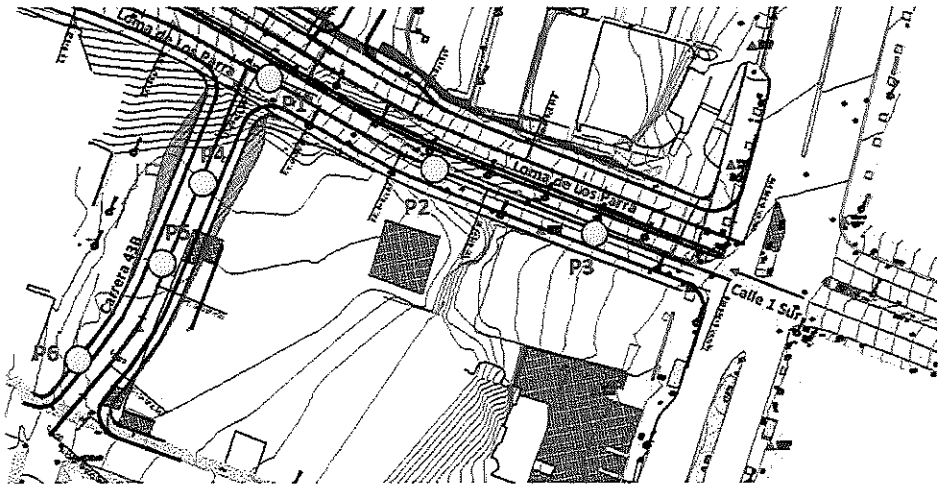
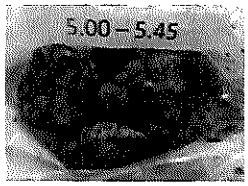


Figura 2. Ubicación de los sondeos realizados en el lote estudiado.

3.2 Geología local

Con base en la revisión de los materiales recuperados en los sondeos exploratorios, se identificaron 2 estratos: un lleno heterogéneo el cual reposa sobre un Depósito gravitacional como se observa en la Tabla 1.

Tabla 1. Descripción general del perfil de suelo identificado durante la exploración.

	***Lleno heterogéneo*** Material limo arcilloso, no consolidado, de color café con zonas negras, de humedad y plasticidad baja. Con presencia de escombros. Consistencia: de firme a dura
	***Depósito gravitacional*** Material limo arcilloso, de color café con zonas naranjas, no consolidado, de humedad y plasticidad media. Depósito maduro saprolitizado, con textura foliada. Consistencia: de firme a dura

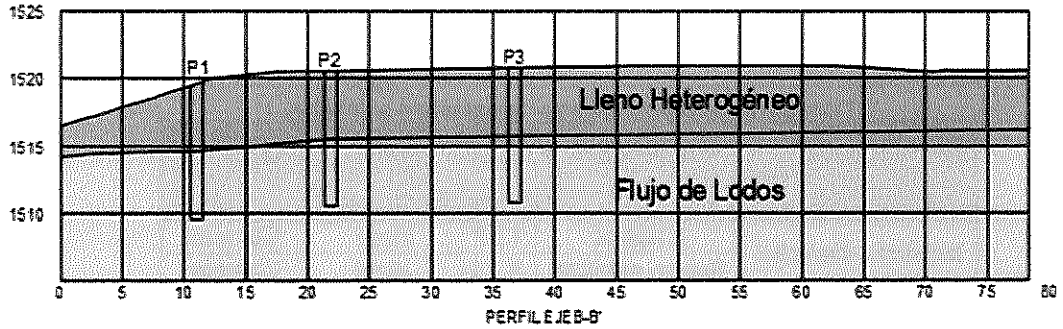


Figura 21. Perfil geológico de la zona B-B' Carrera 43B

Figura 3: Descripción de general del perfil del suelo

Es posible que en la anterior figura del perfil geológico se presentó un error de digitación al nombrar las perforaciones como (P1, P2 y P3) pues deben de corresponder las perforaciones P4, P5 y P6, cuya información se tomó para el diseño de los muros de contención.

Se presentan imágenes del estudio de suelo suministrado, con información base importante para el diseño del muro de contención proyectado

6.5. Movimientos de tierra

Descapote: En todas las zonas donde se ubiquen estructuras civiles se deberá realizar un descapote total. El material resultante del descapote se debe disponer en aquellas zonas del lote destinadas como zonas verdes o zonas de recreación o en los sitios de depósitos autorizados por el Municipio de Medellín.

Los cortes de carácter temporal se conformaran con taludes no más inclinados que 1H:3V y su altura máxima se limitara a 3.0 metros, los cortes definitivos se conformaran con taludes no más inclinados que el 1H:1V y su altura máxima se limitara a 2.5 metros, si se requieren alturas o inclinaciones mayores en los taludes estos se deben reforzar mediante la construccion de sistemas con anclajes pasivos del tipo Soil Nail, los cuales deberán ser diseñados para las condiciones específicas.

Los análisis realizados se presentaron para el talud de mayor altura que se presenta en las excavaciones que en este caso son de 3 metros aproximadamente con una inclinación de 1H:2V, para la construcción de la vía en asunto. En la siguiente tabla se da un resumen de los factores de seguridad obtenidos para todos los casos:

Tabla 20. Resumen de factores de seguridad obtenidos.

Condición		F.S	Army Corps of Engineers	NSR-10
Izquierda -Derecha	Estática	1.57	Ideal	Cumple
	Seudo estatica	1.24	Ideal	Cumple
Derecha - Izquierda	Estática	1.55	Ideal	Cumple
	Seudo estatica	1.21	Ideal	Cumple

Es posible que se haya presentado un error de trascripción ya que al parecer el talud analizado corresponde a una inclinación 1H:1V, por las imágenes (figura 23 del informe de geotecnia realizado por Tecnisuelos)

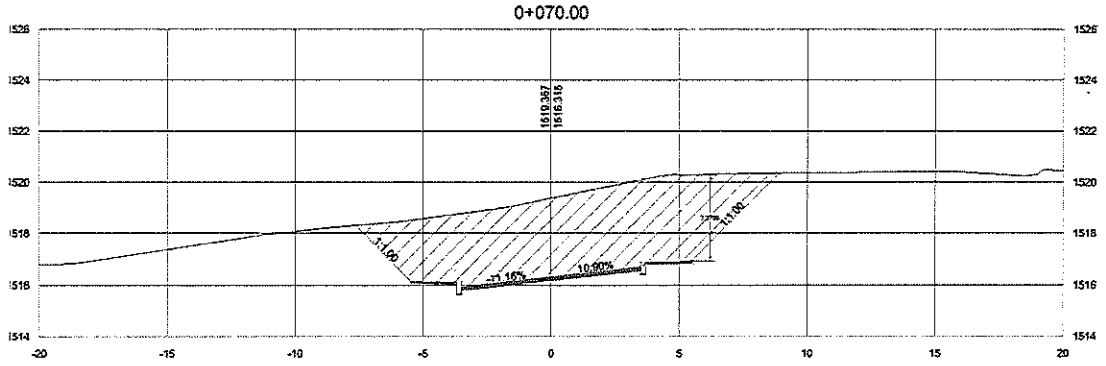


Figura 4: figura 23 del informe de geotecnia realizado por Tecnisuelos donde gráficamente se aprecia que el talud del corte del talud es 1H:1V

6.4. Empujes de tierras

Para los muros de contención es necesario tener en cuenta los siguientes parámetros de empuje de tierras, de acuerdo al tipo de material con el que se conforme el relleno.

- Coeficiente de empuje activo (kae): 0.35
- Coeficiente de empuje pasivo (kpe): 2.78
- Coeficiente de empuje en reposo (ko): 0.54
- Coeficiente de empuje activo bajo sismo (kad): 0.48
- Coeficiente de empuje pasivo bajo sismo (kpd): 3.16
- Densidad del lleno al respaldo de los muros: 1.8 ton/m3
- Coeficiente de fricción suelo – concreto: 0.40

Estos parámetros, los cuales fueron calculados por la metodología de Rankine, son considerando llenos estructurales hechos en material seleccionado (ϕ=30°), debidamente compactados, hasta el 98% de su densidad máxima seca obtenida mediante el ensayo Próctor modificado.

Como los muros que se diseñan en el trasdós presentan una berma con cuneta y seguidamente un talud inclinado (2V:1H), acorde a las definiciones básicas establecidas con los funcionarios de la entidad contratante (ver Introducción), además este talud es truncado en la parte superior, es decir la inclinación del talud no es infinita, sino que aplicaría hasta cierta altura (donde se encuentra el paramento de las construcciones particulares) aledañas a la ampliación de la vía.

Teniendo en cuenta la condición geométrica del lleno en el trasdós de los muros de contención, la teoría clásica de Rankine no aplicaría, por lo tanto, se debe reevaluar los coeficientes de empujes activo en reposo y bajo sismo presentado por el estudio de suelos, pues deben ser mayores a los propuestos por el estudio de suelos y evaluados por el método de equilibrio límite como lo establece la norma colombiana de diseño de puentes.

11.5.2 — Estado Límite de Servicio — Los estribos, pilas y muros deben investigarse para verificar sus desplazamientos excesivos (verticales y laterales), y la estabilidad global, en el estado límite de servicio. Los criterios para establecer las deformaciones admisibles (verticales y laterales) para los muros de contención deben desarrollarse con base en la función y el tipo del muro, la vida útil proyectada y las consecuencias de los movimientos inaceptables para el muro y cualquier estructura cercana que pudiera resultar afectada, tanto estructural como estéticamente. La estabilidad global se debe evaluarse utilizando métodos de análisis basados en el equilibrio límite.

11.6.5.3 — Cálculo de las presiones sísmicas activas del suelo — Las presiones sísmicas activas y pasivas del suelo para muros de contención de gravedad y semigravedad deben determinarse siguiendo los métodos descritos en este Artículo. Para seleccionar el método más apropiado debe considerarse las condiciones del sitio, la geometría del suelo y del muro de contención, y el movimiento sísmico del terreno, determinado para el sitio.

El coeficiente sísmico (k_h), usado para calcular las presiones sísmicas del suelo, debe ser la aceleración pico del terreno en la superficie ajustada para el sitio, identificada en el Artículo 11.6.5.2.1 (es decir, A_s) después de los ajustes para 1) efectos de la dispersión de onda o espectral y 2) cantidades limitadas de deformación permanente como se determine apropiado para el muro y cualquier cosa que el movimiento del muro pueda afectar (Artículo 11.6.5.2.2). El coeficiente de aceleración vertical (k_v) debe suponerse igual a cero para el diseño como se especifica en el Artículo 11.6.5.2.1.

Para las presiones sísmicas activas del suelo, debe usarse el método de Mononobe-Okabe $(M-O)$ o el método Generalizado del Equilibrio Límite (OLE). Para geometría del muro o condiciones del sitio para las cuales el método $M-O$ no es apropiado, debe usarse el método OLE.

El método $M-O$ debe considerarse aceptable para la determinación de presiones sísmicas activas del suelo sólo donde:

- El material detrás del muro puede aproximarse razonablemente como suelo uniforme sin cohesión dentro de una zona definida por la cuña 3H: 1V desde el talón del muro,
- El relleno no está saturado y en una condición suficientemente suelta como para que pueda licuarse durante el sismo, y
- La combinación de la aceleración pico del terreno y el ángulo del relleno no excede el ángulo de fricción del suelo detrás del muro, como se especifica en la Ec. 11.6.5.3-1.

$$\phi \geq i + \theta_{MO} = i + \arctan\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right) \qquad \text{(11.6.5.3-1)}$$

donde:

ϕ = ángulo de fricción del relleno del muro (grados)
i = ángulo de la inclinación del relleno (grados)
k_h = coeficiente de aceleración horizontal (adim)
k_v = coeficiente de aceleración vertical (adim)

Una vez se determina K_{AE}, la fuerza sísmica activa, P_{AE}, debe determinarse así:

$$P_{AE} = 0.5\gamma h^2 K_{AE} \qquad (11.6.5.3\text{-}2)$$

donde:

K_{AE} = coeficiente sísmico de presión activa del suelo (adim)
γ = peso unitario del suelo detrás del muro (N/mm)
h = altura total del muro, incluyendo cualquier sobrecarga de suelo presente, en la parte de atrás del muro

La fuerza activa externa, calculada a partir del método generalizado del equilibrio límite, distribuida sobre la altura del muro h, debe usarse como la presión sísmica del suelo.

La presión equivalente que representa la fuerza activa total estática y sísmica (P_{AE}) calculada mediante cualquiera de los métodos debe distribuirse usando la misma distribución de la presión estática del suelo usada para diseñar el muro en la evaluación de la estabilidad externa, como se ilustra en la Figura 11.6.5.1-1, pero no menos que *H/3*. Para el caso en el cual está presente una sobrecarga de suelo inclinado detrás de la cara del muro (*h* en la Figura 11.6.5.1-1), esta fuerza debe distribuirse sobre toda la altura, *h*.

Lo anterior básicamente conlleva a que la evaluación de los coeficientes activos de empuje de tierras, estáticos y dinámicos, sobre todo para muros de contención geometrías particulares o propias, con llenos en el trasdós con cierta inclinación (talud) y de altura finita determinada según las condiciones topográficas, siempre deben hacerse por el método de estado limite y es por eso que el diseñador desarrollo un método iterativo para determinar la fuerza del empuje activo, aplicable a las condiciones geométricas (muro y lleno) propias de cada proyecto.

III. DESCRIPCIÓN DE LOS MURO DE CONTENCIÓN A DISEÑAR

De acuerdo con la información de la topografía suministrada por la Interventoría de la construcción, que contiene el alineamiento en planta y secciones trasversales de la vía cada 5.0 m hasta el paramento de las construcciones privadas que lindan con la vía, y la sección transversal de la vía, se proyectó el muro requerido, cumpliendo con lo acordado entre la entidad, la interventoría y el constructor, anotado en Introducción, y se repite a continuación:

1. Uniformizar a una altura constante el muro, para cada margen.

2. Dejar en el trasdós una pequeña berma horizontal aproximada de 0.50 m en lleno que contendría una cuneta y seguidamente un talud de pendiente cuya relación es 2H:1V (2 horizontal vs 1 vertical). La altura de este talud es finita y definida por la topografía hasta los linderos (paramentos) de los terrenos y construcciones aledaños a la nueva vía, que no son propiedad del distrito de Medellín. El talud inclinado se proyecta para ser revegetalizado con plantaciones que definirían la entidad oficial contratante.
3. La cara superior de la zarpa (zapata de fundación del muro de contención) debe estar a 0.50 m debajo de la rasante del andén peatonal, espacio requerido para instalar redes húmedas y secas.

Adicional a lo anterior, los criterios o aspectos técnicos funcionales para proyectar la geometría de los muros de contención en concreto reforzado es:

- Disminuir la excavación requerida en la construcción de la cimentación del muro que pueda afectar las construcciones o terrenos particulares colindantes con el proyecto público de construcción de la vía.
- Por lo anterior lo más conveniente es proyectar muros cuya cara del intradós del vástago inicie inmediatamente al terminar el andén y que la zarpa este con mayor participación en la puntera o pie y debajo del andén, solo una pequeña parte en el talón (de la zarpa), para obtener algo de peso del lleno en el trasdós que es estabilizador, tanto para deslizamiento como para el momento volcador, pero no debe ser mucha la dimensión del talón, porque en la excavación del talud temporal requerido para la construcción de la zarpa (Talón) se podría derrumbar y afectar los terrenos y construcciones particulares.

  Se transcribe un aparate del estudio de suelos donde emite las recomendaciones para las excavaciones temporales, numeral 6.5 Movimiento de Tierras, pág. 54

Los cortes de carácter temporal se conformaran con taludes no más inclinados que 1H:3V y su altura máxima se limitara a 3.0 metros, los cortes definitivos se conformaran con taludes no más inclinados que el 1H:1V y su altura máxima se limitara a 2.5 metros, si se requieren alturas o inclinaciones mayores en los taludes estos se deben reforzar mediante la construccion de sistemas con anclajes pasivos del tipo Soil Nail, los cuales deberán ser diseñados para las condiciones específicas.

- Como es muy posible que, para este tipo de muros, donde la mayor dimensión de la zarpa este en la puntera (y no en el talón), es una condición más

desfavorable para el deslizamiento, por ello es obligatorio proyectar en la cara inferior de la zarpa una llave o dentellón que es el nombre más técnico para este elemento estructural.

La localización del dentellón debe ser tal que no aumente la profundidad con la que se determina el empuje activo, es decir, que la altura de influencia del empuje activo no inicie en la cara inferior de la zarpa, sino que inicie a mayor profundidad, en la cara inferior del dentellón, aumentando la altura para determinar el empuje activo, en la dimensión vertical de la sección de dicho dentellón.

Ubicar la posición del dentellón muy cerca de la terminación del talón, si aumenta la profundidad del empuje activo lo que se vuelve contraproducente, porque aumenta el empuje activo de forma innecesaria, ahora bien, un dentellón localizado cerca del inicio de la puntera, implica que no se puede aprovechar todo el potencial del empuje pasivo, que es la fuerza que se requiere para la estabilidad al deslizamiento.

El empuje pasivo que se puede lograr con un dentellón, depende del área de la formación de la cuña pasiva, implicando que entre más retirado esté del inicio de la puntera más se logra esta fuerza pasiva. Teniendo en cuenta que, para la generación de todo el empuje pasivo, se necesita un desplazamiento mucho mayor al generado por el empuje activo, por ello es conveniente castigar por un factor menor a 1.0 el empuje activo.

El empuje activo se genera cuando un muro se desplaza alejándose del relleno (< 1% de la altura), reduciendo la presión. El empuje pasivo ocurre cuando el muro se mueve contra el suelo, requiriendo un mayor desplazamiento (2% a 10%+) para comprimirlo y alcanzar su resistencia máxima

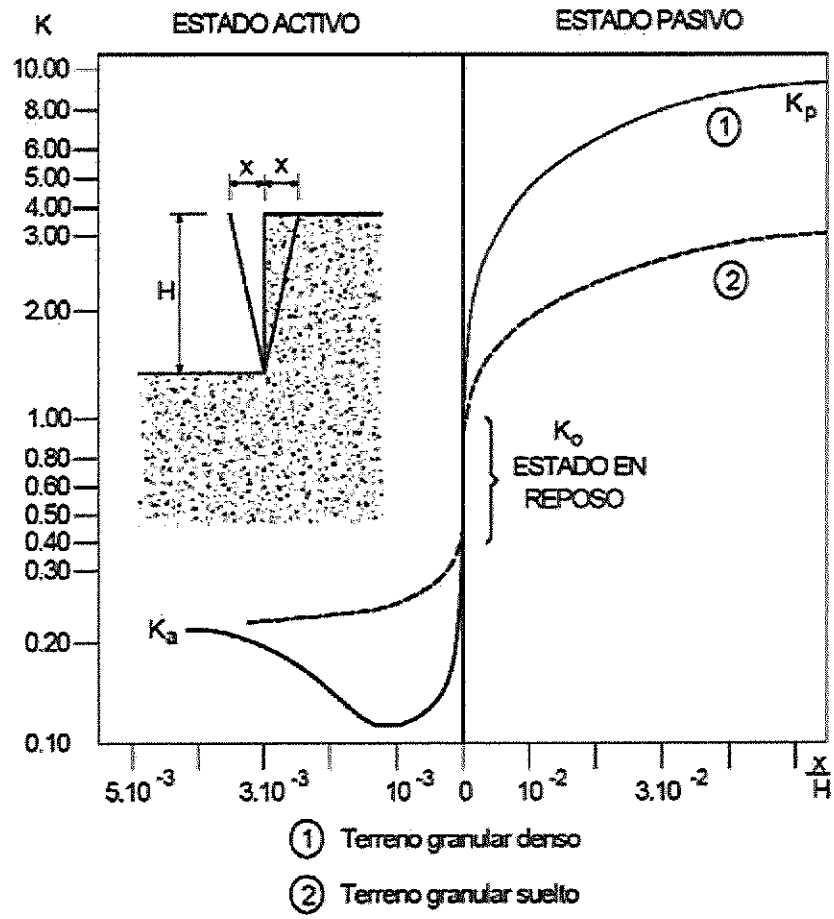


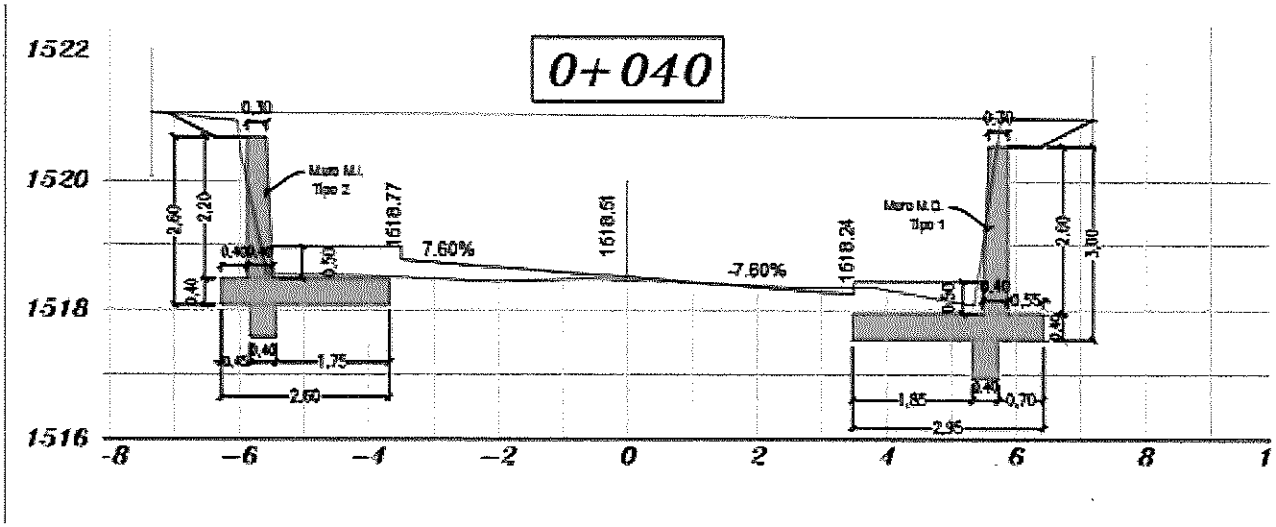
Figura 6. Gráfico del desplazamiento horizontal tomando la relación (x/H) para la generación del coeficiente de empujes activos y pasivos en muros de contención

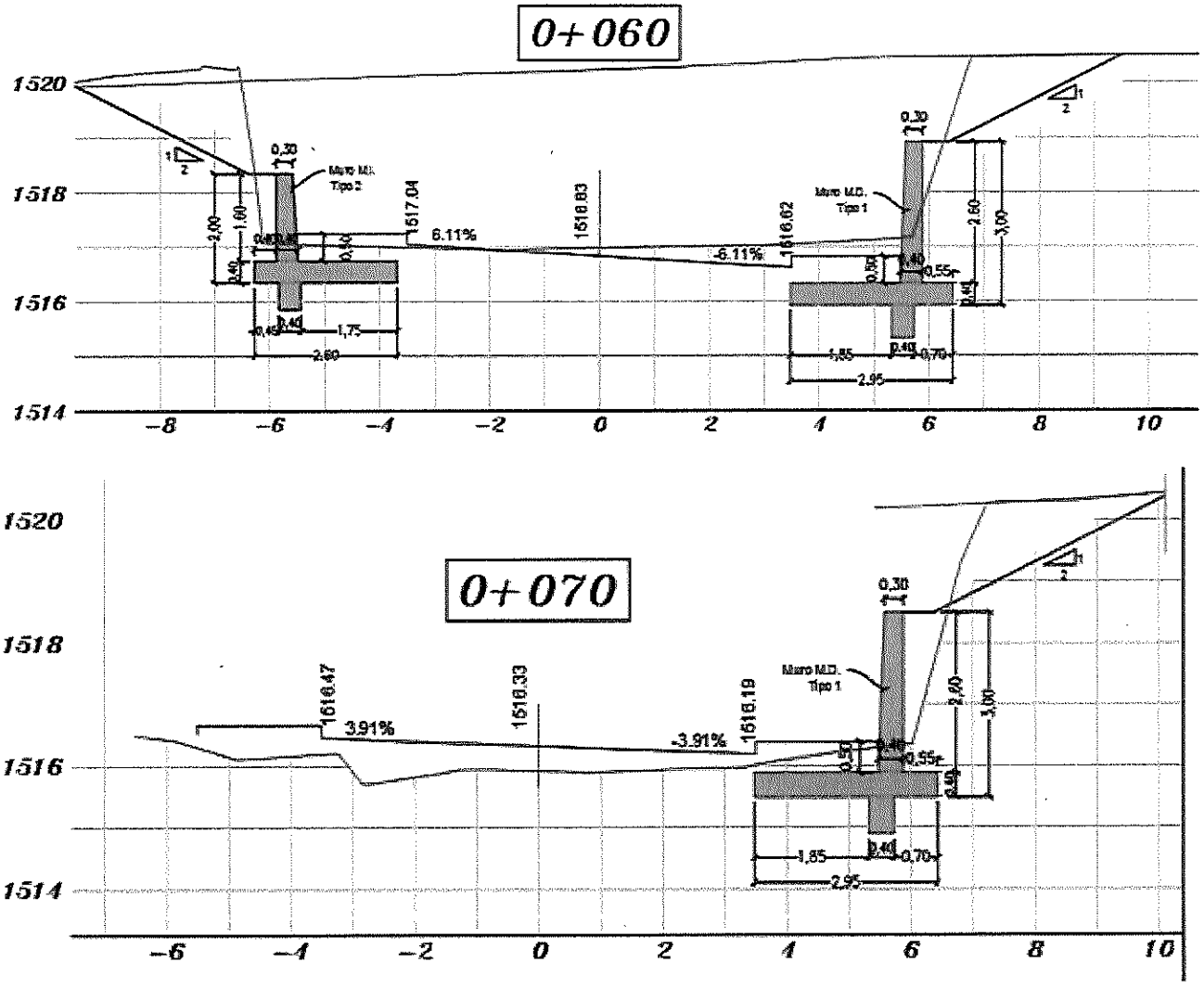
La localización del dentellón no debe estar muy cerca de la terminación del talón porque aumentaría la altura con la que se determina el empuje activo, entonces el control se hace una vez conocido el ángulo de la cuña de falla que se genera por el empuje activo, la cual puede ser evaluada por la teoría de Coulomb (que posee ciertas condiciones para su aplicabilidad) y de los estados límites, que tiene muchas menos restricciones, por ende debe ser la más aconsejable para usar aunque es la más compleja, ya que se deben hacer muchos tanteos par cada posible ángulo de la cuña de falla activa, y el resultado es que produzca el mayor empuje activo.

El control para determinar si la posición y altura de la sección del dentellón no genera aumento del empuje activo es que debe estar retirado del extremo del talón, de modo que la prolongación del ángulo que forma la cuña activa del suelo, no intercepte la sección del dentellón, si esto pasa hay dos opciones:

1. Aumentar la altura con la cual se determina el empuje pasivo (no es recomendado esta alternativa)
2. Retirar un poco la posición del dentellón, alejándolo del extremo del talón de modo que la prolongación del angulo de la cuña de falla acativa no toque al citado dentellón.
3. Hay que tener en cuenta que el ángulo (con la horizontal) de la cuña activa para cargas estáticas es mayor al ángulo que se genera para las cargas dinámicas, ya estaría a criterio del diseñador cual ángulo toma para realizar este control.

- Se presentan las secciones trasversales más condicionantes o determinantes con las que se definió la geometría del muro de modo que la altura fuera constante, en cada margen o costado de la vía, y que se cumplieran los acuerdos y criterios técnicos atrás anotados.





El muro en la margen derecha (avance del abscisado) quedaría con una altura de 3.0 m uniforme en toda su longitud de 45.83 m. El muro de la margen izquierda quedaría con una altura de 2.60 m uniforme en toda su longitud de 32.02 m. Es lógico que en los extremos de los muros la altura sea variable de modo que el vástago quede con una pendiente 2H:1V que sería la pendiente del lleno en la dirección del muro, esto aplica para todos los remates de los muros, y se termina el muro cuando la diferencia de cotas entre el terreno y el anden sea de 0.60m, donde cualquier terreno no requiere de contención, pues con una pendiente adecuada (2H:1V) no fallaría.

WILSON HERRÓN D.

Ingenerio Civil Especilista en Estructuras
DISEÑO DE INGENIERÍA EN INFRAESTRUCTURA VIAL

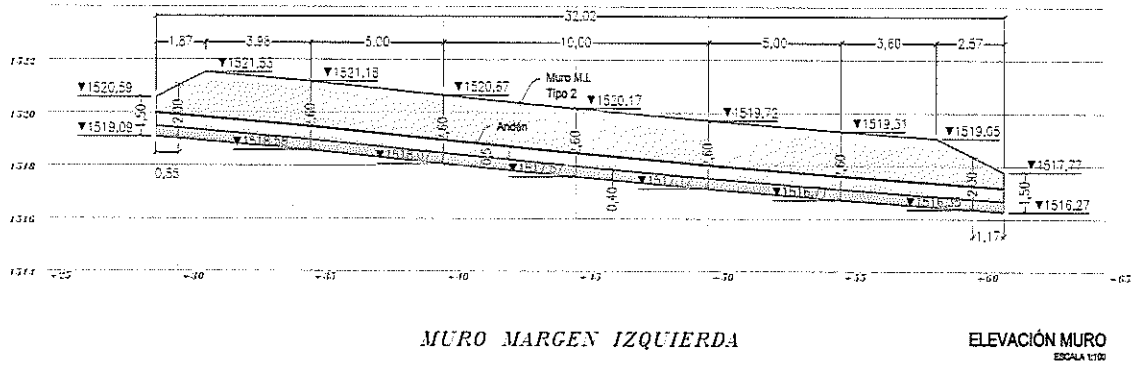


Figura 8. Elevación muro de altura constante (H=2.60 m), longitud 32.02 m en la margen izquierda

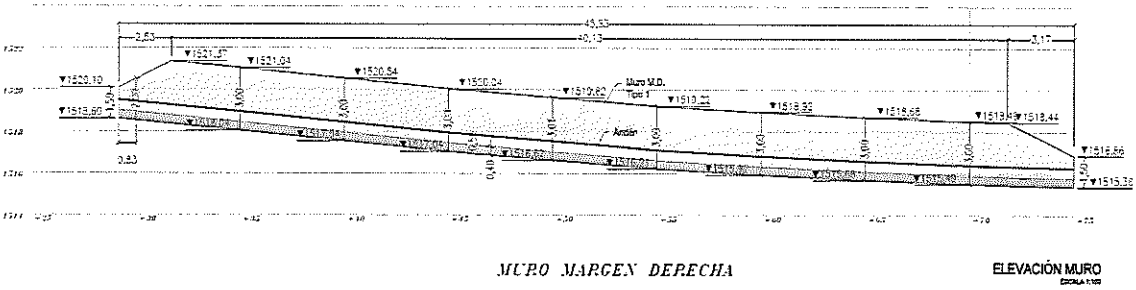


Figura 9. Elevación muro de altura constante (H=3.00 m), longitud 45.83 m en la margen derecha.

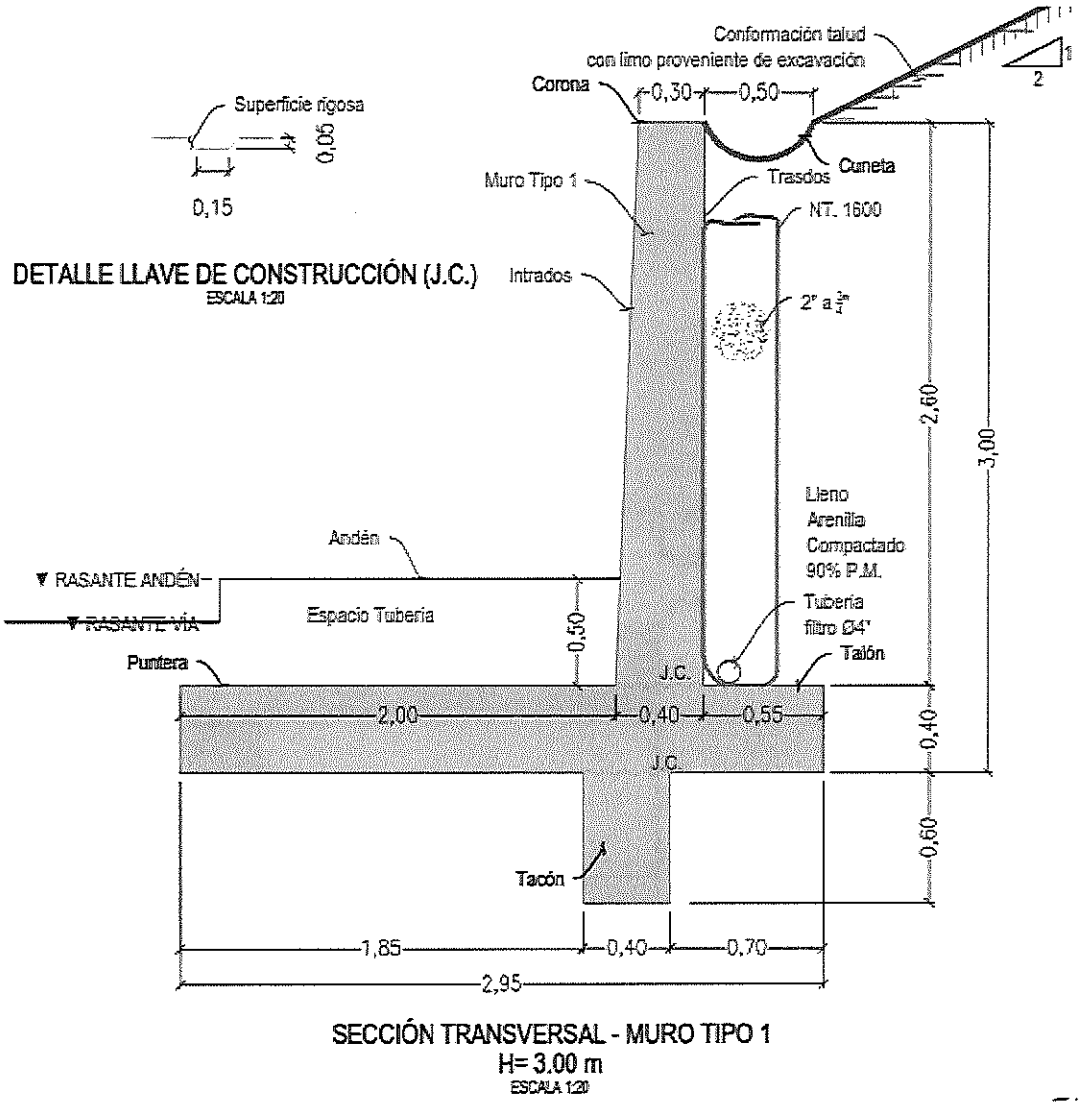
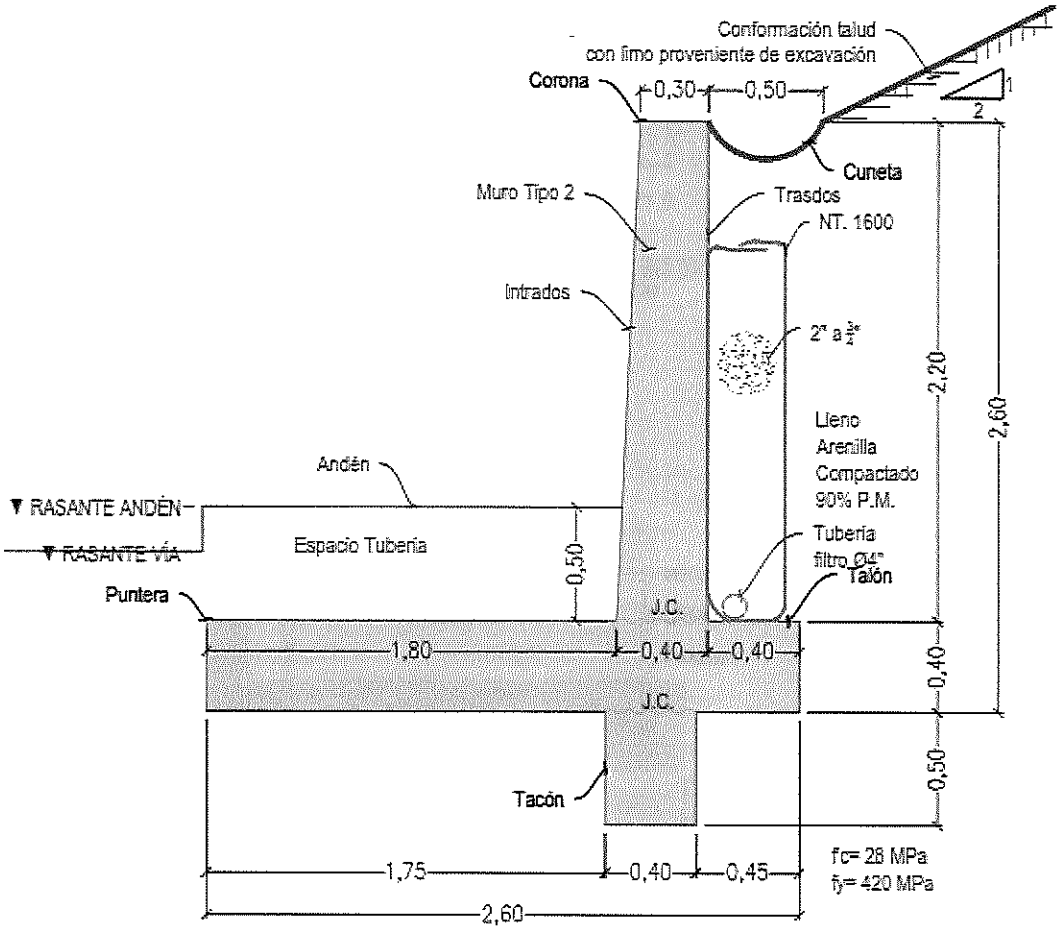


Figura 10. Geometría del muro tipo 1 de altura H=3.00 m que aplica para la margen derecha.



SECCIÓN TRANSVERSAL - MURO TIPO 2
H= 2.60 m
ESCALA 1:20

Figura 11. Geometría del muro tipo 2 de altura H=2.60 m que aplica para la margen Izquierda.

En el proceso de cálculo y diseño se utilizó un software en Excel de elaboración y programación propia del diseñador, y que cumple con los requisitos establecidos en norma CCP14 y que aplica para el tipo de muros y con llenos en el trasdós inclinados y de altura finita, teniendo en cuenta todas las posibilidades que se han presentado en el presente documento hasta llegar a una geometría que cumpla con todos los factores de seguridad establecidos en la norma utilizada para el diseño.

IV. DATOS DE ENTRADA Y CONSIDERACIONES DEL ANALISIS.

La norma CCP14, establece:_

- 3.10.2.1 — Procedimiento General para puentes— El Procedimiento General debe usar el coeficiente de Aceleración Pico del Terreno (PGA) y los coeficientes de periodo corto y periodo largo (S_S y S_1 respectivamente) para calcular el espectro como se especifica en 3.10.4. Debe determinarse los valores de PGA, S_S y S_1 de las Figuras 3.10.2.1-1 a 3.10.2.1-3 según corresponda, o de los valores, o mapas, especiales aprobados por la entidad contratante del diseño y construcción.
- 11.6.5 — Diseño sísmico para estribos y **muros de contención convencionales.**
- 11.6.5.2 — Cálculo de los Coeficientes de Aceleración Sísmica para el Diseño del Muro
    - 11.6.5.2.1 — Caracterización de la Aceleración en la Base del Muro — El coeficiente sísmico de aceleración horizontal (kh) para el cálculo de las presiones y las fuerzas sísmicas laterales del suelo debe determinarse con base en el PGA en la superficie del terreno (es decir, kho = Fpga*PGA = As , donde kho es el coeficiente sísmico de aceleración horizontal suponiendo que no ocurre ningún desplazamiento del muro). El coeficiente de aceleración determinado en la superficie original del terreno debe considerarse como el coeficiente de aceleración que actúa en la base del muro. Para muros cimentados sobre suelos de clase A o B (roca dura o blanda), kho debe estar basado en 1.2 veces el coeficiente de aceleración pico del terreno ajustado por sitio (es decir, kho=1.2*Fpga*PGA).
    - As = coeficiente de la aceleración sísmica pico efectiva del terreno modificado por un factor de sitio debido a periodo corto (11.6.5) (C11.8.6) (11.10.7.1)
    - As = Fpga*PGA (3.10.4.2-2).

Tabla 3.10.3.2-1 — Valores del factor de Sitio, F_{pga}, en el período de vibración cero del Espectro de Aceleraciones

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos (Véase la Nota 1)				
	$PGA \leq 0.1$	$PGA = 0.2$	$PGA = 0.3$	$PGA = 0.4$	$PGA \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2

Notas:

1. Se debe usar una interpolación lineal para valores intermedios de PGA
2. Para el perfil tipo F debe realizarse un estudio de sitio particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda.

- (Muro M2 - C 317 I 320)

V. COEFICIENTES DE EMPUJES DE SUELOS

La norma CCP14 establece la siguiente fórmula:

donde el **coeficiente dinámico de presión de suelo activo**, K_{AE}, esta dado por:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\psi)}{\cos\psi\cos^2\theta\cos(\delta+\theta+\psi)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\delta+\phi)\sin(\phi-\beta-\psi)}{\cos(\delta+\theta+\psi)\cos(\beta-\theta)}}\right]^2},$$

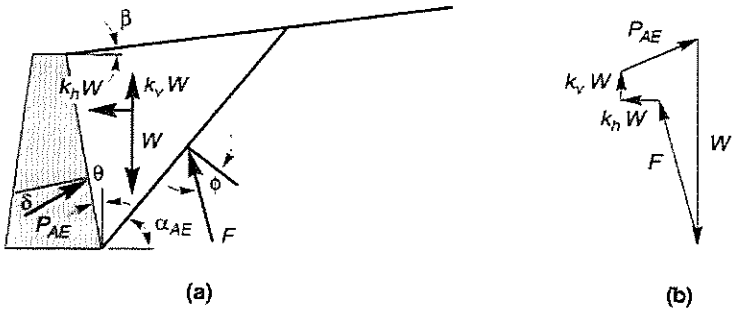


Figura 3: (a) Fuerzas actuando en la cuña activa en el análisis de Mononobe-Okabe. (b) Polígono de fuerzas ilustrando el equilibrio de fuerzas actuando sobre la cuña.

Los coeficientes de empuje dinámico Kae estimados según el método de Mononobe Okabe, depende entre tantos otros tantos valores, de la medida de θ que es el ángulo medio con la vertical de la inclinación del respaldo del muro o del vástago con la masa del suelo que lo empuja.

Kae son diferentes para el muro cuando tiene talón (como es este caso) y le corresponde un θ =0°, y del vástago cuando tiene inclinación en el trasdós ya que el ángulo θ es >0°. Para el muro en análisis se tiene lo siguiente:

- θ=**0°** para el muro, ya que el muro está compuesto por la geometría de concreto (vástago y zarpa) más el lleno de suelo ubicado sobre el talón de la zarpa, en el contacto suelo sobre el talón del muro con suelo que empuja, el θ=0°. Este empuje evaluado con Kae se requiere para evaluar la estabilidad del muro contra deslizamiento, volcamiento y esfuerzos transmitidos al suelo de cimentación.
- θ=0° para el vástago que solo lo empuja el lleno de suelo ubicado en el trasdós y este empuje solo se requiere para el cálculo de las solicitaciones (momento flector) requeridas para el diseño estructural.

1.1. COEFICIENTES DE EMPUJE DEL SUELO PARA PRESIÓN ESTATICA

La norma CCP14 establece la siguiente fórmula que corresponde a la expresión desarrollada por la teoría de Coulomb, para empujes activos:

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2,$$

donde el coeficiente de empuje activo esta dado por:

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta + \theta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi)\sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta)\cos(\beta - \theta)}}\right]^2},$$

donde:

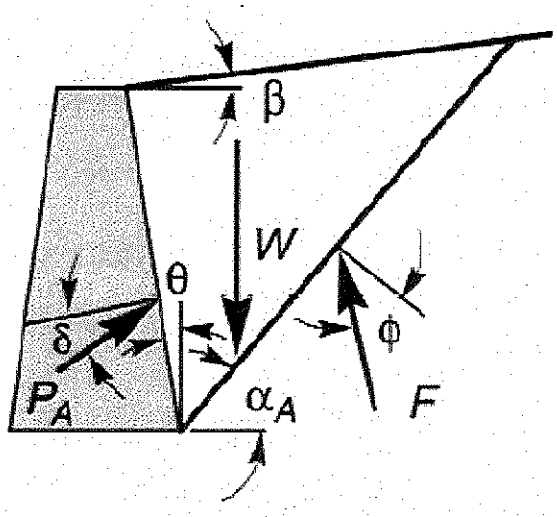
γ = peso activo del suelo.

ϕ = coeficiente de fricción interna del suelo.

θ = ángulo que forma la pared interior del muro con la vertical.

δ = ángulo de fricción entre le muro y el suelo.

β = ángulo que forma la superficie del suelo con la horizontal.



Los coeficientes de empuje estático Ka estimados según el método de Coulomb siguiendo los establecido en la norma CCP14, son diferentes para el muro cuando tiene talón (como es este caso) y del vástago, ya que la evaluación de Ka depende entre otros de:

- θ = ángulo inclinación del respaldo del muro o del vástago con la masa del suelo que lo empuja, y es medido con respecto a un eje vertical y,

- δ = ángulo de fricción entre el suelo que empuje y el mismo muro, cuando el muro tiene talón generalmente se toma δ=(2/3)*tan(ϕ) ya que la fricción es entre dos suelos (él del muro sobre el talón y él que empuja, que comúnmente es el mismo), para el caso de contacto entre suelo y concreto que es el caso de los vástagos δ=(1/3)tan(ϕ) con un valor mínimo de δ=10° y para los muros sin talón.
- θ=0° para el muro, ya que el muro está compuesto por la geometría de concreto (vástago y zarpa) más el lleno de suelo ubicado sobre el talón de la zarpa, en el contacto suelo del muro con suelo que empuja θ=0°. Este empuje se requiere para evaluar la estabilidad del muro contra deslizamiento, volcamiento y esfuerzos transmitidos al suelo de cimentación.
- θ=0° para el vástago que solo lo empuja el lleno de suelo ubicado en el trasdós y este empuje solo se requiere para el cálculo de las solicitaciones (momento flector) requeridas para el diseño estructural.

En el cálculo se seguirá usando los valores obtenidos por el programa Excel usado para el diseño del muro.

1.2. COEFICIENTES DE EMPUJES DEL SUELO PARA PRESIÓN ESTATICA Y SISMICAS

El estudio de suelos pag 53, #ral 6.4 Empuje de tierras presenta lo siguiente:

6.4. Empujes de tierras

Para los muros de contención es necesario tener en cuenta los siguientes parámetros de empuje de tierras, de acuerdo al tipo de material con el que se conforme el relleno.

- Coeficiente de empuje activo (kae): 0.35
- Coeficiente de empuje pasivo (kpe): 2.78
- Coeficiente de empuje en reposo (ko): 0.54
- Coeficiente de empuje activo bajo sismo (kad): 0.48
- Coeficiente de empuje pasivo bajo sismo (kpd): 3.16
- Densidad del lleno al respaldo de los muros: 1.8 ton/m3
- Coeficiente de fricción suelo – concreto: 0.40

Estos parámetros, los cuales fueron calculados por la metodología de Rankine, son considerando llenos estructurales hechos en material seleccionado (ϕ=30°), debidamente compactados, hasta el 98% de su densidad máxima seca obtenida mediante el ensayo Próctor modificado.

Pero para la configuración del muro diseñado, especialmente por la forma del lleno en el trasdós (con talud inclinado y de altura finita → talud truncado), se calculó el ángulo (θ) que da la cuña de falla para la condición más desfavorable es decir los que presenten coeficientes de empuje activo Ka máximos, para las condiciones de fuerzas estáticas y sísmica.

NOTA: para este caso no es aplicable el uso de la fórmula generalizada de Rankine para taludes inclinados con lleno inclinado (β) desde el trasdós de la corona

$Ka = \cos(\beta)\{[\cos(\beta)-raíz[(\cos^2(\beta)-\cos^2(\phi)] / [\cos(\beta)+raíz[(\cos^2(\beta)-\cos^2(\phi)]\}$
Coeficiente de empuje activo (método Rankine)

La teoría de Rankine es uno de los pilares de la ingeniería geotécnica para calcular el empuje de tierras, pero no es una "fórmula mágica" universal; se basa en un estado de equilibrio plástico que requiere condiciones muy específicas para ser válida

Tampoco es aplicable las fórmulas de Coulomb porque no están determinadas para el caso de taludes (β con la horizontal) truncados en el trasdós (inclinación con altura finita ΔH después de la corona), estas expresiones fueron deducidas para taludes cuya inclinación (β con la horizontal) no está limitada a una altura finita ΔH

después de la corona, sino que la cuña de deslizamiento activa (inclinada un ángulo θ con la horizontal, intercepta la línea del talud cuya inclinación (β con la horizontal), que es la misma restricción para utilizar la fórmula generalizada de Rankine.

La expresión de Coulomb es:

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2,$$

donde el coeficiente de empuje activo esta dado por:

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta + \theta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi)\sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta)\cos(\beta - \theta)}}\right]^2},$$

donde:

γ = peso activo del suelo.

ϕ = coeficiente de fricción interna del suelo.

θ = ángulo que forma la pared interior del muro con la vertical.

δ = ángulo de fricción entre le muro y el suelo.

β = ángulo que forma la superficie del suelo con la horizontal.

Resultados para empuje activo, estimado por el método de los estados límites, que tiene en cuenta la altura finita del talud inclinado después del trasdós es

K: Coeficiente de empuje
θ (°): Angulo de falla de la cuña del talud correspondiente al máximo K

a: Estático	Ka =	**0.518**	ϑa (°) =	**47**
ae: Dinámico	Kae=	**0.778**	ϑae (°)=	**39**

1.3. ALTURA EQUIVALENTE EN SUELO POR SOBRECARGA VIVA

h_{SC} (m)=	**0.60**	Altura equivalente en suelo por otra **sobrecarga viva** según norma CCP-14, tabla 3.11.6.4-2

Tabla 3.11.6.4-2 — Alturas equivalentes de suelo para carga vehicular sobre muros de contención paralelos al tráfico

Altura del Muro de Contención (mm)	h_{eq} (m) Distancia desde el respaldo del muro al borde del tráfico	
	0.0 mm	300 mm o más
1500	1500	600
3000	1000	600
≥ 6000	600	600

Para este caso no aplica la sobrecarga viva evaluada como altura equivalente en suelo aplicada en el trasdós

VI. **ALTURA DESDE LA BASE DE LA ZARPA PARA ESTABLECER LA RESULTANTE DE LA FUERZA SÍMICA**

	Selección	Cálculo
Fracción que afecta la altura (h) del vástago para establecer la posición componente fza sismo desde la base. Distancia vertical del centroide de la forma geométrica del empuje, el valor máx. es 2/3=0.66 equivale a triangulo con base superior, 0.33 daría un triángulo con base inferior, 0.5 es rectángulo y valores intermedio son trapecios) →	40%	40%

Se toma un valor conservador de **0.40h** (40% de h) para establecer la posición de la fuerza sísmica, medida desde la cara inferior de la zarpa, es un dato de entrada y lo define el diseñador a criterio personal, ya que la norma CCP14 al respecto establece los siguiente:

La práctica pasada para localizar la resultante de las presiones estática y dinámica del suelo para la estabilidad externa del muro ha sido suponer una distribución uniforme de la presión lateral del suelo para los esfuerzos combinados estáticas más las sísmicas o, si las componentes estáticas y sísmicas de la presión del suelo se tratan por separado, se ha usado un trapezoide invertido para la componente sísmico, con la fuerza sísmica localizada a $0.6h$ por encima de la base del muro, y combinando esa fuerza con la distribucion estática normal de la presión del suelo (Seed y Whitman, 1970). Investigaciones más recientes indican que la localización de la resultante de la presión total del suelo (estática más sísmica) debe localizarse a $h/3$ por encima de la base del muro (Clough y Fragaszy, 1977; Al Atik y Sitar, 2010; Bray et al., 2010; y Lew et al., 2010a y b). Ver en el Apendice A11 una discusión adicional sobre este asunto. Como mínimo, la resultante combinada de la presión activa y sísmica del suelo (es decir, P_{AE}) debe localizarse no más abajo, con relación a la base del muro, que la resultante de la presión estática del suelo. Sin embargo, puede considerarse una localización ligeramente superior de la resultante combinada estática y sísmica (por ejemplo de $0.4h$ a $0.5h$), ya que hay evidencia limitada de que la resultante pueda estar más arriba, especialmente par muros en los cuales el impacto de la falla sea relativamente alto.

VII. SOLICITACIONES POR CARGAS VERTICALES ESTÁTICAS

El software utiliza un modelo de muro en voladizo con una gran variedad de formas geométricas, y pretende cubrir la más amplia variedad de formas geométricas que se presentan en el medio local, ver la Figura 10.

En la siguiente tabla se observan los datos de la geometría correspondientes al muro contención de tierras al que se le revisó el diseño estructural, y corresponde a la geometría más desfavorable del muro a construir, el de mayor vástago **Hv=2.60** m (Muro M27 – I 112) suponiendo que todo el trasdós este sometido a empuje de suelos.

WILSON HERRÓN D.

Ingenerio Civil Especilista en Estructuras
DISEÑO DE INGENIERÍA EN INFRAESTRUCTURA VIAL

	M8	GEOMETRIA DEL MURO DE CONTENCIÓN	referencia	referencia	Variable	Valor	HR
8	m1	h: altura del Muro sin llave debajo de la zarpa			h (m) =	3.00	H
9	M31	Tf = Espesor de la zarpa de fundación **min**	h/10	0.40	Tf (m) =	0.4	(Hv + Hnj)
10		a = Voladizo delantero de la zarpa o puntera	h/4	0.75	a (m) =	2	P
11		ΔP = distancia horizontal del chaflan delantero del vástago (PIE)	Tan(ΔP/Hv), mín	0.038	ΔP (m) =	0.1	
	m2	d = espesor de corona > h/24 o 0,25	h*/24	0.25	d (m) =	0.3	t
12		ΔT = f = distancia horizontal del chafian trasero del vástago (TALON)			ΔT (m) =	0	ΔT
13	M32	C = Long del Talón = L-a-b (ojo SI incluye ct si existe)			C (m) =	0.55	(He + Hnj)
	m3	b = ΔP+d+ΔT: Base mayor del Vástago	> Hv/10	0.26	b (m) =	0.40	
	M27	Hv = Altura del vástago = h-Tf			Hv (m) =	2.60	2.60
	M33	L = a+b+c: Longitud de la zarpa (fundació	sin pilote L = (2/3)h	2.00	L (m) =	2.95	98%
14		ct = Long del tramo Talón (zarpa), después de la viga cabezal (a+b+c) para el caso del muro sobre pilotes			ct (m) =	0.00	↑ L/h ↑
15		Hct = altura o espesor del tramo del Talón (zarpa), después de la viga cabezal (a+b+c1) para el caso del muro sobre pilotes			Hct (m) =	0.00	

	DENTELLÓN (llave bajo la zarpa) para controlar el deslizamiento				Variable	Valor	
16	BLL = ancho (base sección) del dentellón (llave) bajo zarpa		No aplica para fundación con pilotes		BLL (m) =	0.40	BLL
17	HLL = altura (de la sección) del dentellón (llave) bajo zarp				HLL (m) =	0.60	HLL
	dLL = HLL/(tan θi): distancia CRITICA o mínima horizontal desde el extremo trasero de la zarpa (C) para no incrementar la altura del dentellón (HLL), a la altura (He) en la evaluación del empuje activo, de lo contrario habría que considerar (He+HLL).		θi (°): angulo cuña de falla emp activo		dLL (m) =HLL/(tan θi)	XLL max (m) = L-dLL-BLL	
	XLL max ubicación del dentellón según su geometría (BLL HLL) para no aumentar la profundidad del empuje activo He, debe cumplir que θa=ángulo de falla de la cuña del talud correspondiente al máximo Ka: coeficiente de empuje activo (estático o dinámico)	Condicion de Rankine	θ= 45°+ϕ/2	59	0.36	2.19	
		sismo estado limites	ϑae (°)	39.0	0.74	1.81	
		reposo estado limites	ϑa (°)	47.0	0.56	1.99	
19		Selección θ para control posicionde dentellón	ϑseleccionado (°)	47.0	0.56	1.99	
18	XLL = distancia desde el inicio voladizo delantero (puntera o pie) hasta inicio de la llave bajo zarpa. NO APLICA PARA	2*L/3-BLL/2	1.77	XLL (m) =	1.85	Ok #1 XLL<XLL →ϑ sel	
	θLL: Angulo con la horizontal correspondiente al XLL selecionado, que debe ser menor al ángulo ϑ de la cuña de falla, para taludes inclinados	θLL=atan [HLL/(L-XLL-BLL)]		θLL (°)	40.6	Ok #1 θ < ϑsel	

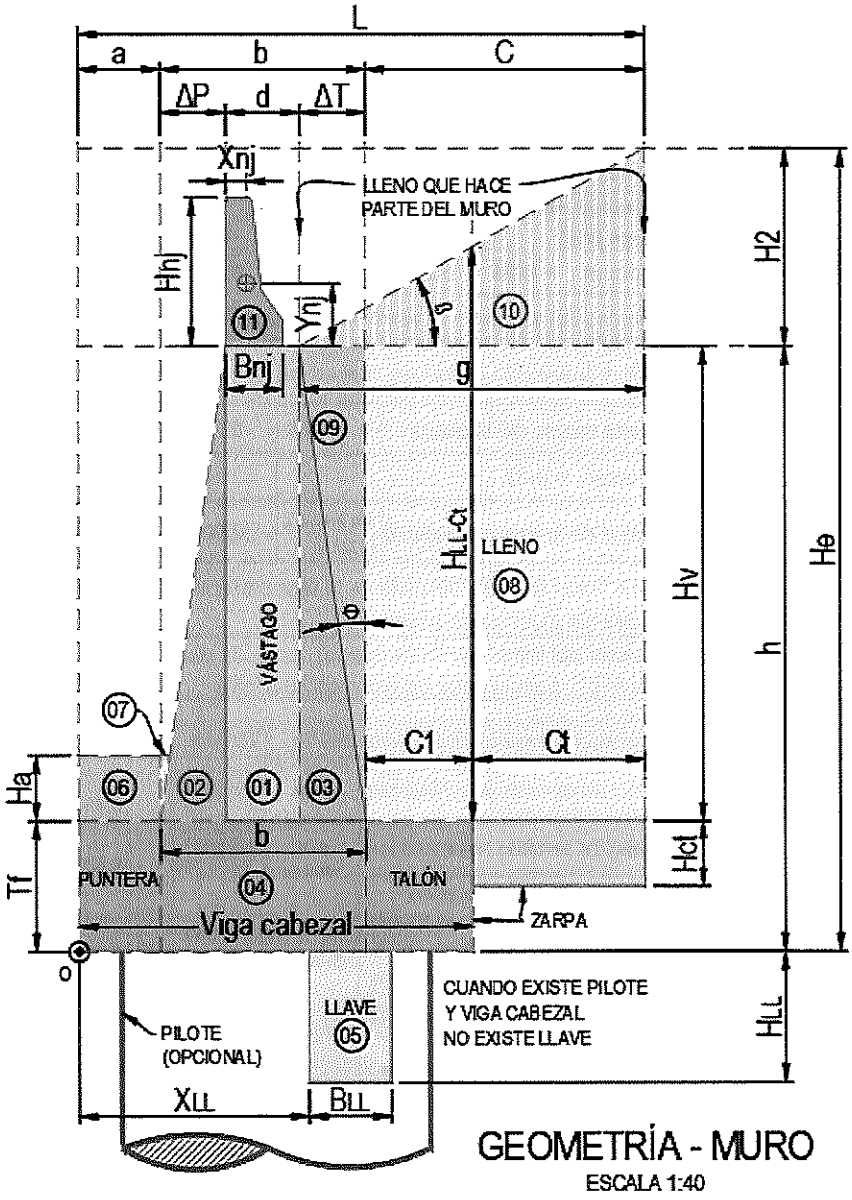


FIGURA 10. Geometría general del muro de contención

El software utilizado en la revisión permite analizar una gran variedad de formas geométricas y tipos como muros en voladizo (sin fundación en pilotes) con o sin llave bajo la zarpa de cimentación, y con cimentación en pilotes, que se pueden analizar, además incluyendo la presencia de una barrera vehicular ubicada en la corona del vástago. Entre los casos de muros que se pueden analizar son:

- Los muros pueden tener barreras de concreto sobre la corona de vástago, tales como los New Jersey, bordillos o barandas metálicas, que no están sometidos a empujes de suelos.
- Muros con vástagos de espesor uniforme (ΔP=0, ΔT=0, ver Figura 10).
- Muros con espesor variable incrementado solo en el trasdós, que aumenta con la profundidad (ΔP=0).
- Muros con espesor variable solo en el intradós, que aumenta con la profundidad (ΔT=0).
- Muros con espesor variable tanto en el trasdós como en el intradós.
- La zarpa = zapata de cimentación = dado o viga cabezal para el caso de que se complemente con pilotes preexcavados.
- Zarpa sin puntera (a=0)
- Zarpa sin talón (C=0)
- Bajo la cara inferior zarpa puede existir una llave de sección rectangular (base B_{LL} y altura H_{LL}), donde la posición horizontal recomendada para ubicar esta llave es a 2/3 de la base de la zarpa, medida desde el inicio de la puntera. Las llaves son importantes para lograr la estabilidad del muro ante deslizamiento, pues garantizan el desarrollo del empuje pasivo.

  Cuando la distancia horizontal de la posición de la llave medida hasta el final o el extremo del talón, es menor a la altura de la sección de la llave H_{LL} se debe incrementar la altura para calcular el empuje activo (He), de modo que se incluya la altura de la llave H_{LL}, es decir que la altura del empuje va hasta la cara inferior de la llave, implicando que He (Figura 10) para a ser He+H_{LL}.
- Normalmente cuando existe llave no existe pilote y viceversa.
- Cuando existe pilote pre-excavado normalmente la zarpa es la viga cabezal, pero existe la posibilidad de que después de la viga cabezal la zarpa se extienda una distancia Ct y espesor Hct, con el fin de disminuir el momento torsor en la viga cabezal= momento flector en el pilote pre-excavado, buscando para el pilote menor longitud y su refuerzo.
- Se debe tener en cuenta que el muro de contención incluye el suelo de lleno sobre el talón de dimensión C ver la Figura 10, y es en el extremo final de la cara inferior de este talón, donde se evalúa la altura (He) del empuje del suelo en el muro.

- Para evaluar los efectos símicos, se evalúan las excitaciones sobre las masas del muro tanto de la parte de concreto como el lleno de suelo sobre el talón, para ello se evalúan las inercias horizontales.
- Para facilidad de los cómputos de toda la geometría del muro (ver Figura 10) se divide en varias figuras geométricas de sección triangular o rectangular) tanto la parte constituida en concreto como la del lleno de suelo sobre el talón, numeradas así:
    - 1, 2 y 3 para el vástago (concreto reforzado)
    - 4, zarpa o la viga cabezal (concreto reforzado), con puntera (dimensión **a**), como el talón (dimensión **c**).
    - 5, la llave bajo la zarpa (concreto reforzado).
    - 11, Barrera de concreto sobre la corona de vástago (concreto reforzado).
    - 6 y 7, para el suelo sobre la puntera de la zarpa, el cual puede tener un peso unitario diferente al suelo de lleno detrás del vástago o de la rasante de la cimentación donde se apoya la zarpa. A este lleno se le resta los primeros 0.30 m verticales, para considerar la altura donde empieza a actuar el empuje pasivo.
    - 8, 9 y 10, suelo de lleno detrás del vástago (trasdós) y sobre el talón.
    - 12 es un elemento con área negativa, ya que se resta del área (#4) de la zarpa, solo para el caso de muros sobre pilotes, para tener en cuenta que la zarpa se podría prolongar más allá del ancho de la viga cabezal.

VIII. RESUMEN DE LA EVALUACIÓN DE LAS CARGAS VERTICALES Y MOMENTOS

Los muros están sometidos a cargas verticales, horizontales, estas a su vez producen momentos flectores y todos deben estar en equilibrio y estabilidad de modo que la reacción en el suelo no supere su capacidad máxima, la cual debe ser estimada por un estudio de suelos. Las solicitaciones en el muro son:

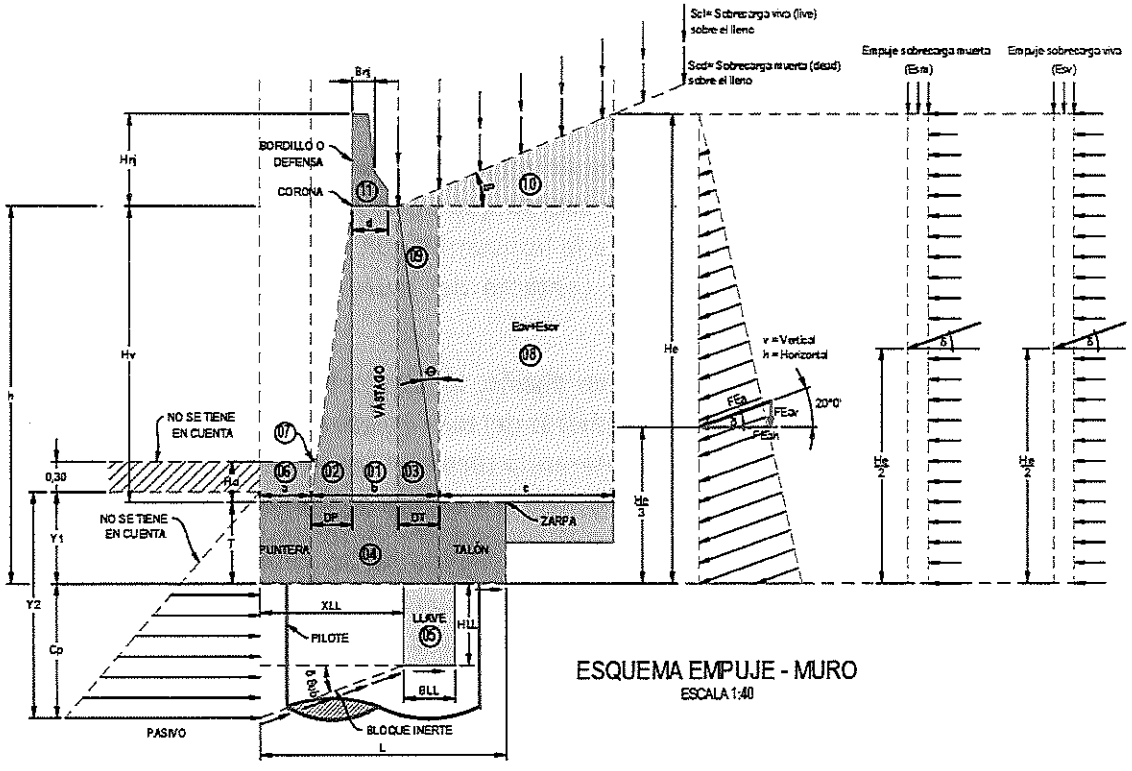
- **Cargas verticales**: son los pesos del muro, tanto de la parte compuesta en concreto como la del suelo sobre el talón.

  La componente vertical del empuje de suelos generalmente no se considera, y sería una reserva en caso de que no cumpliera la estabilidad del muro por ser este componente estabilizador.

- **Momentos estabilizadores**: que producen las cargas verticales evaluados en el extremo (donde inicia) de la puntera de la zarpa, en la cara inferior.
- **Momentos desestabilizadores**: generados por las fuerzas horizontales y/o fuerzas inerciales horizontales cuando las masas del muro se aceleran horizontalmente por el sismo, evaluados en el extremo (donde inicia) de la puntera de la zarpa, en la cara inferior.

(Muro M9 – C 551 F 555)

Solicitaciones de servicio por masas del muro			
∑ elementos	Fi: Pesos = masa x gravedad (t)	Mie: Mto estabilizador x el peso muro (t.m)	Mis: Mto inerciales fza sísmica (t.m)
DC: concreto	5.59	10.21	3.97
EV: suelo	4.51	9.05	5.94
∑ =	10.10	19.27	9.91



- **Fuerzas horizontales:** son Los empujes estáticos a los que pueden estar sometido un muro de contención en voladizo, son los producidos por:

1. **ESV**: Sobrecarga permanente sobre el lleno, es una situación poco común, pero puede presentarse por alguna condición particular. Para este muro no se considera sobrecarga permanente.

2. **LSV**: Sobrecarga viva sobre el lleno, aplica para muros de contención en vías, donde la carga vehicular se simula como una sobrecarga uniforme, representada por una altura adicional del suelo del lleno, dicha altura depende de la posición horizontal de esta carga vehicular con respecto a la corona del vástago, generalmente si esta distancia es mayor que 0.30 m, la altura del lleno equivalente es 0.60 m, basado en el requisito de la tabla 3.11.6.4-2 del CCP14.

Tabla 3.11.6.4-2 — Alturas equivalentes de suelo para carga vehicular sobre muros de contención paralelos al tráfico

Altura del Muro de Contención (mm)	h_{eq} (m) Distancia desde el respaldo del muro al borde del tráfico	
	0.0 mm	300 mm o más
1500	1500	600
3000	1000	600
≥ 6000	600	600

Para este muro no se considera sobrecarga viva sobre el lleno en el trasdós.

3. **Ea**: Empuje activo por el lleno detrás del muro.

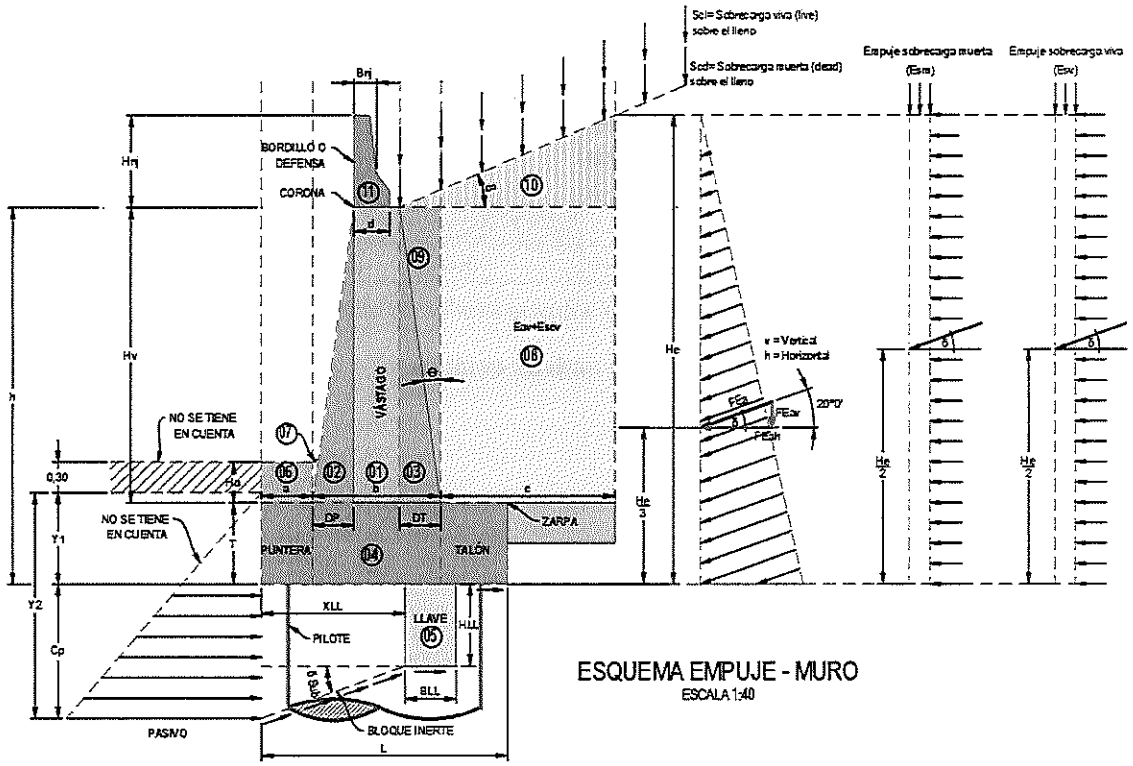
En la evaluación del empuje activo (Ea) del lleno detrás del muro, se debe tener en cuenta que dicho empuje es inclinado un ángulo **δ** (con respecto a la horizontal) que es el ángulo de fricción entre los materiales en contacto del muro con el suelo del lleno que lo empuja.

Para el muro en diseño, el ángulo **δ** sería entre el suelo (sobre el talón) - suelo (detrás del talón) y generalmente sería el mismo suelo y entonces la literatura técnica de geotecnia recomiendo asumir que **δ** =($f_{\delta\phi}$ = 2/3)*ϕ, con ϕ = ángulo de fricción interno del suelo.

El valor del ángulo **δ** cuando no se determina mediante ensayos físicos, la literatura propone que se tomar como $\delta = f_{\delta\phi}*\phi$, dependiendo de las siguientes situaciones:

- δ =($f_{\delta\phi}$ = 2/3)*ϕ para muros cuya zarpa tiene talón, implica que la fricción es suelo del muro (ubicado sobre el talón) con suelo que empuja al muro, que generalmente sería el mismo suelo.

- $\delta = (f_{\delta\phi} = 1/3)*\phi + \theta$ (ángulo de inclinación del vástago medido con respecto a la vertical) para muros cuya zarpa no tienen talón, implica que la fricción es entre el concreto del vástago y el suelo que empuja al muro, afectado por la inclinación del trasdós del vástago en caso que exista. Este valor $\delta = (f_{\delta\phi} = 1/3)*\phi + \theta$ es el que se asume para el cálculo del empuje solo en el vástago o muros sin talón.
- $\delta = 0$, es una condición conservadora. La literatura también recomienda que δ min= 10°.
- Para el caso de $\delta > 0$, los empujes se descomponen por una componente horizontal Eah = Ea*cos(δ) y la componente vertical Eav = Ea*sen(δ)



ESQUEMA EMPUJE - MURO
ESCALA 1:40

(Muro M5 C 599 H 602)

				Radianes	Grados
δ_{Ea} cálculo horizontal = Seleccionar el ángulo con la horizontal, de la inclinación de la fuerza correspondiente al empuje activo en el muro			δ_{Ea} = $\delta + \theta$: cálculo	0.326	18.7
Coeficiente de Empuje activo Ka(i) en MURO		Ka	Kah = Ka*cos(δEa)	Kav = Ka*sin(δ Ea)	
	Ka(i)	0.518	0.490	0.166	
Ka coeficiente empuje activo (para cálculos)					
Kah componente horizontal de empuje (desestabilizadora)					
Kav componente vertical de empuje (estabilizadora)					

Alturas de suelo equivalentes por sobrecargas

(Muro M10-C 609 H 614)

	Tipo de carga			
	ESV muerta	**LSV viva**	**Ea**	
Heqv (m): Altura de lleno equivalente para tipo de carga →	**0.00**	**0.00**	3.13	
Peso unit suelo γs (t/m³) →	1.80	1.80	1.80	
σv carga vertical (t/m²) →	**0.00**	0.00	5.63	
σv = Presión vertical (en el extremo inferior del talón) $\sigma v = \gamma s$. Heqv				

Fuerzas y momentos por empujes activos estáticos

ESV = Sobrecarga Muerta

LSV = Sobrecarga Viva

Ea = Empuje activo

(Muro M11-C 618 H 692)

Fza y Mtos estáticos de servicio		Dirección del empuje en el muro			
Descripción	**Tipo de carga**	**Ea inclinado**	**Ea-hor**	**Ea-vert**	**Ea chequeo**
Presiones máximas (base) x empuje (sin cohesión) (t/m²)	**ESV (t/m²)**	0.000	0.000	0.000	0.000
	LSV (t/m²)	0.000	0.000	0.000	0.000
	Ea (t/m²)	2.912	2.759	0.932	2.912
Fuerzas empuje (Incluyendo la cohesión)	**ESV (t/m)**	-	-	-	0.000
	LSV (t/m)	-	-	-	0.000
	Ea (t/m)	4.550	**4.310**	**1.456**	4.550
Brazos vertical (respecto extremo inferior de puntera)	**ESV (m)**		1.56	2.95	
	LSV (m)		1.56	2.95	
	Ea (m)		1.04	2.95	Σ
Mtos (+) estabilizador y (-) desestabilizador)	**ESV (t*m/ml)**		-	-	-
	LSV (t*m/ml)		-	-	-
	Ea (t*m/ml)		- 4.49	4.30	- **0.194**
Empuje activo horizontal: **Eah = γ.Kah.He²/2-2.C.He*(Kah)^0.5**					

4. Cargas horizontales y momentos por efectos sísmicos

(Muro M12-C 565 G 686)

		Tipo de carga		
Altura de lleno (h) para tipo de carga →		Esm = Sobrecarga Muerta	s: sismo solo	Ea = empuje activo
h eqv en suelo para Esm	h (m) =	0.00	3.13	3.13

Fza y Mtos por sismo		Componente del empuje		
Descripción	Tipo de carga	Ea-hor	Ea-vert	
Coef empuje activo Ka		0.49	0.17	
coef Mononobe-Okabe Kae		0.74	0.25	
coef sismo Ks = Kae - Ka		0.25	0.08	Diag. presión horiz
Presión horizontal máximas (t/m²)	Esm sismo	0.00	0.00	rectangul
	s: sismo	1.39	0.47	triangular
	Ea	2.76	0.93	triangular
Fuerza horizontal (t/m)	Esm sismo	0.00	0.00	
	s: sismo	2.17	0.73	
	Ea	4.31	1.46	
	∑s+Ea	6.478	2.189	
Brazos (respecto extremo inferior de puntera)	Esm sismo	1.56	2.95	
	s: sismo	1.25	2.95	
	Ea	1.04	2.95	
Mtos (t*m/ml)	Esm sismo	0.00	0.00	0.00
	s: sismo	-2.71	2.16	
	Ea	-4.49	4.30	
	∑s+Ea	-7.20	6.46	-0.74

5. COMBINACIONES DE CARGA

Combinaciones de cargas y solicitaciones últimas por el peso del muro (verticales e inerciales para caso de sismo), las cuales son multiplicadas por factores de carga:

- fmc = Factores de mayoración para DC=Pesos concreto
- fms = Factores de mayoración EV= pesos suelo
- Fiu = Peso o Fuerza vertical última
- Mieu = Fiu*dih = Momento último x pesos estabilizadores
- Misu = Fiu*div = Momento último x sismo (actuando sobre 100% de la masa)
  - Misu posteriormente se debe afectar por Kh = coeficiente de aceleración horizontal

(Muro M13-C 844 / 848)

Descripción	combinación	fmc	fms	Fiu (t)	Mieu (t.m)	Misu (t.m)
peso max (soporte fundación	1.25DC+1.35EV	1.25	1.35	13.08	24.99	
peso mín. (deslizamiento)	0.90DC+1.00EV	0.9	1	9.54	18.25	
Peso max (soporte fundación	1.50DC+1.35EV	1.5	1.35	14.48	27.54	
evento extremo	1.00DC+1.00EV	1	1	10.10	19.27	9.91

Factores de mayoración para empujes y sobrecargas como alturas equivalentes de suelo sobre el lleno

(Muro M14-C 852 H 855)

Tipo de CARGA	carga (t/m)	Factor mayoración	carga mayorada (t/m)
ESV: sobrecarga muerta (permanente)	-	1.50	-
ESH: empujes de suelo	1.456	1.50	2.18
LSV: sobrecarga viva	-	1.75	-

SIGLAS DE LA NORMA

- **EL** = Estado Límite
- **EE** = Evento Extremo
- **R** = Resistencia

- **I** = carga vertical **I(a):** Máxima **I(b):** Mínima
- **DC:** (Dead Concrete) Peso propio del concreto
- **EV:** (Earth Vertical) Peso del suelo sobre el muro (zarpa)
- **EH:** (Earth Pressure incluye las componentes Horizontal y Vertical del empuje)
- **ESV:** (Earth Surcharge Vertical) carga vertical como espesor equivalente de suelo, para evaluar la **sobrecarga permanente** que actúa sobre el muro (como una edificación sobre el lleno que empuja al muro)
- **ESH:** (Earth Surcharge Horizontal) efecto (empuje) Horizontal por **ESV.** ESH = Ka*ESV
- **LSV:** (Live Surcharge Vertical) carga vertical como espesor equivalente de suelo, para evaluar la ***sobrecarga viva*** (camión)
- **LSH:** (Live Surcharge Horizontal) efecto (empuje) Horizontal por **LSV.** LSH = Ka*LSV

RESISTENCIA I: Combinaciones cargas estáticas (pesos con empujes estáticos)		**para:**
(1) EL-R-Ia1	(1.25DC+1.35EV+1.50EH+1.50ESH)	**σ máx.**
(2) EL-R-Ia2	(1.25DC+1.35EV+1.50EH+1.50ESH)+1.75LSH	**σ máx.**
(3) EL-R-Ia3	(1.25DC+1.35EV+1.50EH+1.50ESH)+1.50ESV+1.75LSH+1.75LSV	**σ máx.**
(4) EL-R-Ib1	(0.90DC+1.00EV+1.50EH+1.50ESH)	**Exc-Desliz**
(5) EL-R-Ib2	(0.90DC+1.00EV+1.50EH+1.50ESH)+1.75LSH	**Exc-Desliz**
(6) EL-R-Ib3	(0.90DC+1.00EV+1.50EH+1.50ESH)+1.50ESV+1.75LSH+1.75LSV	**σ máx.**
(7) EL-R-IV	1.50DC+1.35EV+1.50EH+1.50ESH+1.50ESV	**σ máx.**
EVENTO EXTREMO: Combinaciones para sismo (pesos con empujes dinámicos e		**para:**
(8) EL-EE-Ia1	1.00DC+1.00EV+1.00EQ	**Todo**
(9) EL-EE-Ia2	1.00DC+1.00EV+1.00EQ+1.00ESH	**Todo**
(10) EL-EE-Ib1	1.00DC+1.00EV+1.00EQ	**Todo**
(11) EL-EE-Ib2	1.00DC+1.00EV+1.00EQ+1.00ESH	**Todo**

RESISTENCIA I: Combinaciones cargas estáticas (pesos con empujes estáticos)

EVENTO EXTREMO: Combinaciones para sismo (pesos con empujes dinámicos del suelo e inerciales del muro que incluye el suelo sobre el talón de la zarpa)

Como se observa son 11 casos de carga que se deben analizar, para establecer las solicitaciones máximas de diseño y para el control de la estabilidad del muro.

Nota: Los resultados del cálculo se observan en el ANEXO 1, de memorias de diseño del muro de contención.

IX. PRESIONES MÁXIMAS DEL MURO SOBRE EL SUELO DE CIMENTACIÓN - CHEQUEOS DE EXCENTRICIDAD

Para calcular las presiones en el apoyo de la cimentación del muro de contención y la estabilidad al volcamiento, la norma CCP14 presenta dos condiciones para caracterizar el terreno de apoyo de dicha cimentación (zarpa) y son: SUELO o ROCA.

Se debe tener en cuenta que los estudios de suelos constataron que la cimentación esta sobre SUELO, por lo que la condición de cimentación en ROCA (que también se analiza en el software), no se tomará en cuenta.

1. COMBINACIONES PARA VERIFICAR EXCENTRICIDAD

CUMPLE: Que la resultante del peso está dentro de la zarpa para las siete combinaciones de Resistencia I, pero esto solo sirve para calcular la excentricidad que es el chequeo a realizar para muros sin pilotes (Muro M20 D a J 869).

CUMPLE: La condición de la excentricidad máxima de la norma CCP14 para muros sobre suelo pero sin pilotes, es decir solo con la zarpa (Muro M21 G 882 H 882).

2. COMBINACIONES PARA VERIFICAR PRESIONES MÁXIMAS VS. CAPACIDAD DEL SUELO

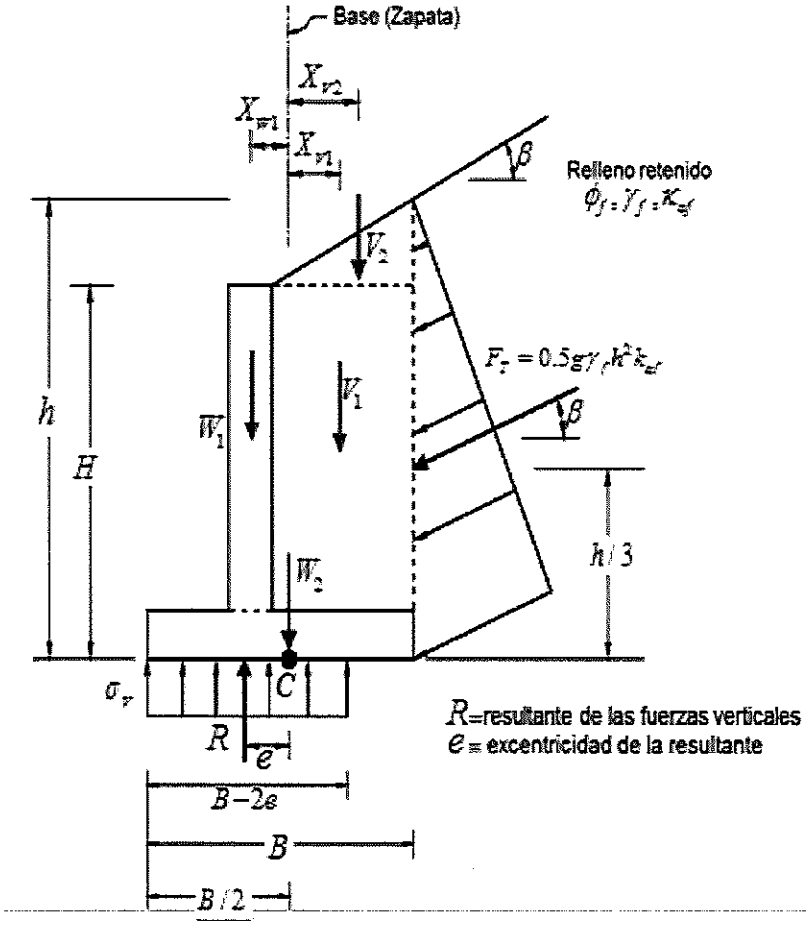
CUMPLE: Cómo la diferencia del momento flector volcador en la base del vástago menos el momento estabilizador que produce el lleno de suelo ubicado sobre el talón de la zarpa y con el valor de la carga vertical (pesos) se calcula la excentricidad.

el cálculo de las presiones que trasmitiría la zarpa al suelo de cimentación cumple (Muro M22 G 886 H 886).

2.1. CHEQUEO q_{RI} = CAPACIDAD DEL SUELO VS PRESIÓN MÁXIMA TRANSMITIDA AL SUELO POR EL MURO EN ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA Y SÍSMO

La presión máxima transmitida al suelo es = 6.34 t/m2 para fundación del muro en suelo (Muro M23 G 884), para el caso de Resistencia I y de 4.31 t/m2 (Muro M24 G 916) para el caso de evento extremo. Valores menores a 17.0 t/m2 plasmado en el estudio de suelos pag 52 #6.3 Cimentación, por lo tanto cumple que las presiones ejercidas por el muro son menores a la presiones admisibles del terreno

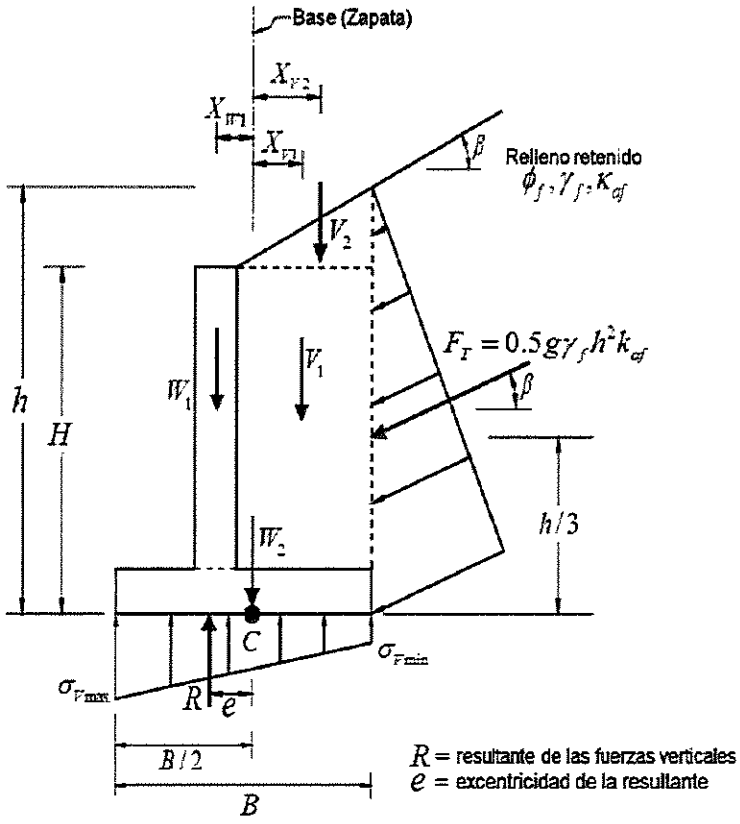
2.1.1. GRAFICAS DE LA NORMA CCP14 PARA DETERMINAR LAS PRESIONES DE CONTACTO EN MUROS CONVENCIONALES (NO CIMENTADOS EN PILOTES) Y LA EXCENTRICIDAD EN FUNDACIONES SOBRE SUELO Y ROCA



Sumando los momentos respecto al punto C:

$$e = \frac{(F_T \cos\beta)h/3 - (F_T \sin\beta)B/2 - V_1 X_{v1} - V_2 X_{v2} + W_1 X_{w1}}{V_1 + V_2 + W_1 + W_2 + F_T \sin\beta}$$

Figura 11.6.3.2-1 — Criterios para determinar la presión de contacto en muros convencionales cimentados en suelo



Si $e > B/6, \sigma_{T\min}$ disminuirá hasta cero, y a medida que e se incrementa, se Incrementa la porción del talón de la zapata que tiene esfuerzo vertical igual a cero.

Sumando los momentos respecto al punto C:

$$e = \frac{(F_T \cos\beta)h/3 - (F_T \sin\beta)B/2 - V_1 X_{V1} - V_2 X_{V2} + W_1 X_{w1}}{V_1 + V_2 + W_1 + W_2 + F_T \sin\beta}$$

Figura 11.6.3.2-2 — Criterios para determinar la presión de contacto en muros convencionales cimentados en roca

X. DESLIZAMIENTO DEL MURO – CONTROL Y CHEQUEOS

La norma CCP14 establece que la fuerza última horizontal del empuje debe ser menor a la fuerza resistente de diseño que incluye fuerza de fricción y empuje pasivo (generalmente el generado por la llave bajo la zarpa).

CUMPLE: para los casos de carga Resistencia I (Muro M25 D a I 1083) y Evento Extremo (Muro M26 D a G 1098).

XI. **CÁLCULO DEL REFUERZO PARA ATENDER EL MOMENTO FLECTOR (MU) Y CHEQUEO POR LA RESISTENCIA DEL CONCRETO PARA ATENDER EL CORTANTE (VU)**

- Geometría la definida para el muro atrás anotada
- f´c: Resistencia del concreto = **280** kgf/cm2 (28 MPa)
- fy: Resistencia a fluencia del acero de refuerzo = 4200 kgf/cm2 (420 MPa)
- Recubrimiento libre del acero principal de refuerzo en la zarpa = **0.075** m (75 mm) cundo se hormigona directamente sobre el suelo, para vaciados del concreto cuya cara esta contra formaleta, el recubrimiento libre sería **0.05** m (50 mm)
- # de la barra de acero utilizada en el diseño: **4 (ϕ=1/2")**
- **Hv = 2.60** m (Muro M27 I 112) altura del vástago.

3. **VÁSTAGO - CÁLCULO DEL REFUERZO POR CORTANTE (Vu) Y MOMENTO FLECTOR (Mu)**

RESULTADOS:

- Mu= **6.03** t.m/ml (Muro M28 C 1356), con un espesor de 0.40 m (Muro M28 D 1356), la separación del cálculo acero es de **0.19**m (Muro M28 J 1356) calculado en la base del vástago donde se presenta el **máximo momento** para la altura total de vástago, el diseñador decide que la separación colocado es de **0.15** m, menor al de cálculo.
- La solicitación máxima última por cortante, se presenta en la base inferior del vástago y tiene un valor de **6.52** t/ml (Muro M30 C 1371), y la resistencia de la sección de concreto es de ϕVc **14.17** t/ml (Muro M30 E 1371), para un factor de seguridad de **3.6** (Muro M30 F 1371), y esta es la sección más desfavorable, es decir las otras secciones de vástago en altura presentan un mayor factor de seguridad.
- Se puede concluir que la sección del vástago solo con el concreto CUMPLE para resistir la fuerza cortante máxima, por ende no requiere acero de refuerzo para esta solicitación, y así debe ser, ya que si se requiere refuerzo por cortante, lo adecuado es aumentar el espesor del vástago.

4. ELEMENTOS DE LA CIMENTACIÓN CÁLCULO DEL REFUERZO POR CORTANTE (Vu) Y MOMENTO FLECTOR (Mu)

Elemento	Llave o dentellón	Pie = puntera	Talón
Longitud del elemento (m)	0.60	2.00	0.55
H (espesor secc) (m)	0.40	0.4	0.4
Vu (t/m)	13.907	6.769	-3.966
Mu (t.m/m)	4.735	7.604	-2.164
Mcr (t.m/m)	10.602	10.602	10.602
# barra	4	4	3
db (m)	0.013	0.013	0.010
d' (m)	0.081	0.081	0.080
de = H-d´ (flexión) (m)	0.319	0.319	0.320
As req para Mu (cm^2/m)	3.98	6.43	1.80
Asmín para Mcr (cm^2/m)	9.03	9.03	8.98
As (cm^2/m) con min 1.33As req y Mcr	5.29	8.55	2.39
Ab (área barra) (cm^2)	1.29	1.29	0.71
S max (espaciamiento ejes barras) (m)	0.30	0.30	0.35
S cálculo (espaciamiento ejes barras) (m)	0.24	0.15	0.30
S usar (espaciamiento ejes barras) (m)	0.15	0.15	0.20
As (cm^2/m) colocado	8.60	8.55	3.55
dv (cortante) (m)	0.31	0.31	0.32
ϕVc (t/m)	23.56	23.57	24.02
Verificación cortante a	OK #9 cortante	OK #9 cortante	OK #9 cortante
ϕVc/Vu a distancia dv	352%	412%	1431%

5. **CÁLCULO DEL REFUERZO MINIMO POR RETRACCIÓN Y TEMPERATURA**

La cuantía mínima por retracción y temperatura para toda la sección de concreto es **0.0018**, es decir por cara sería **0.0009**, siendo el espaciamiento máximo 0.45 m o tres veces el espesor del elemento, y seleccionando la barra con el menor diámetro recomendado **#3**, el espaciamiento calculado es **0.23** m (Muro M31 H 1393) por cara y el colocado en los planos **0.20** m (Muro M31 J 1393) por cara, por lo tanto, CUMPLE.

XII. ANEXOS DE CANTIDAD DE OBRA Y MEMORIAS DE CÁLCULO

En el Anexo 1 se presenta la cantidad de obra en lo que respecta al muro diseñado es decir el concreto y el acero de refuerzo.

En el Anexo 2 se presentan las memorias de los cálculos para el muro de contención de altura típicas h= 3.0 m que aplica para la margen derecha de la vía (según avance del abscisado) con una longitud total de 45.80 m.

En el Anexo 3 se presentan las memorias de los cálculos apara el muro de contención de altura h= 2.60 m que está ubicado en la margen izquierda de la vía (según avance del abscisado) con una longitud total de 32.02 m.

Ambos tipos de muros terminan con una altura total de 1.50 m, que equivale a sobresalir 0.60 m de la superficie del andén, altura en la cual se considera ya no es necesario el muro.

WILSON HERRÓN DURAN
Ingeniero Civil, Especialista en Estructuras, matrícula 05202-30549ANT

ANEXO 1

Cantidad de obra (volumen de concreto y kilos de acero de refuerzo) del diseño estructural de muros de contención.

Muro de h=2.60 m

Fig.	Área (m2)	área promedio (m2)	Área extremo (m2)
Rectángulo vástago	0.66		0.33
Triángulo delantero vástago (intradós)	0.11		0.055
Triángulo trasero vástago (trasdós)	0		0
Rectángulo zarpa (incluye Ct si existe)	1.04		1.04
Rectángulo llave bajo zarpa	0.22		0.22
Σ áreas	2.03	1.84	1.645
			Total
Longitud (m)	27.58	4.44	32.0
Volumen (m3)	55.99	8.16	64.1
acero (kg)			2987

Muro de h=3.00 m

Fig.	Área (m2)	Área promedio (m2)	Área extremo (m2)
Rectángulo vástago	0.78		0.33
Triángulo delantero vástago (intradós)	0.13		0.055
Triángulo trasero vástago (trasdós)	0		0
Rectángulo zarpa (incluye Ct si existe)	1.18		1.18
Rectángulo llave bajo zarpa	0.24		0.24
Σ áreas	2.33	2.07	1.805
			Total
Longitud (m)	40.13	5.70	45.8
Volumen (m3)	93.50	11.78	105.3
acero (kg)			4794

WILSON HERRÓN D.
Ingenerio Civil Especilista en Estructuras
DISEÑO DE INGENIERÍA EN INFRAESTRUCTURA VIAL

ANEXO 2

Memorias de cálculo para el muro de contención de altura h= 3.00 m

DISEÑO MUROS CONTENCIÓN EN VOLADIZO (puede incluir PILOTES)	*Proyecto:* Muros de contención, vías cra 43B x calle 1 sur y 1A sur MDE	*Municipio:* Medellín

1	*Localización:*	Carrera 43B entre calles 1 sur y 1A sur
2	*Referencia, río o quebrada*	Barrio El Poblado
3	*Norma de diseño:*	CCP-14

1 DATOS SUELO PARA CÁLCULO DE EMPUJES versión 2026.03.30

1.1 Propiedades del suelo

	Propiedades del suelo	Elemento del muro en contacto con suelo: Muro	Vástago	Zarpa	Estudio suelos pág.
4	Peso unitario suelo γ_s (t/m³) =	1.80	1.80	1.80	53
5	Cohesión C (t/m²) =	0	0	0	53
6	Ángulo fricción interno del suelo ϕ (°)	28	28	28	Anexo 6
	Ángulo fricción interno del suelo ϕ (rad)	0.489	0.489	0.489	
7	Factor para estimación del ángulo de fricción δ entre suelo y muro (ver ROM 05-05) $f_{\phi\delta}$ =	2/3	1/3	2/3	
	Ángulo fricción entre suelo y muro $\delta = \phi * f_{\phi\delta}$ (°), aplica mínimo δ=10° para vástago y para estabilidad de muros sin talón	18.7	10.0	18.7	
	f_μ = valor de disminución del coeficiente de fricción μ	0.00	0.00	0.00	
	Ángulo fricción para cálculos entre suelo y muro $\delta = \phi * f_{\phi\delta}$ (rad)	0.326	0.175	0.326	
	Coef fricción suelo/muro $\mu = \tan(\delta) - f_\mu$	0.34	0.18	0.34	

ROM 05-05:

Tabla 3.7.1. ***Valores máximos del ángulo de rozamiento entre el paramento del muro y el terreno, en función del ángulo de rozamiento del terreno, ϕ***

	Suelos granulares y suelos cohesivos a largo plazo	Suelos cohesivos a corto plazo
Paramentos perfectamente lisos (*)	0	0
Acero	$\phi \cdot (2/3)$	0
Hormigón prefabricado/otros tipos de fábricas/escolleras/madera	$\phi \cdot (2/3)$	0
Hormigonado contra el terreno	ϕ	0

* Tratados con asfalto, alquitrán, betún, etc.

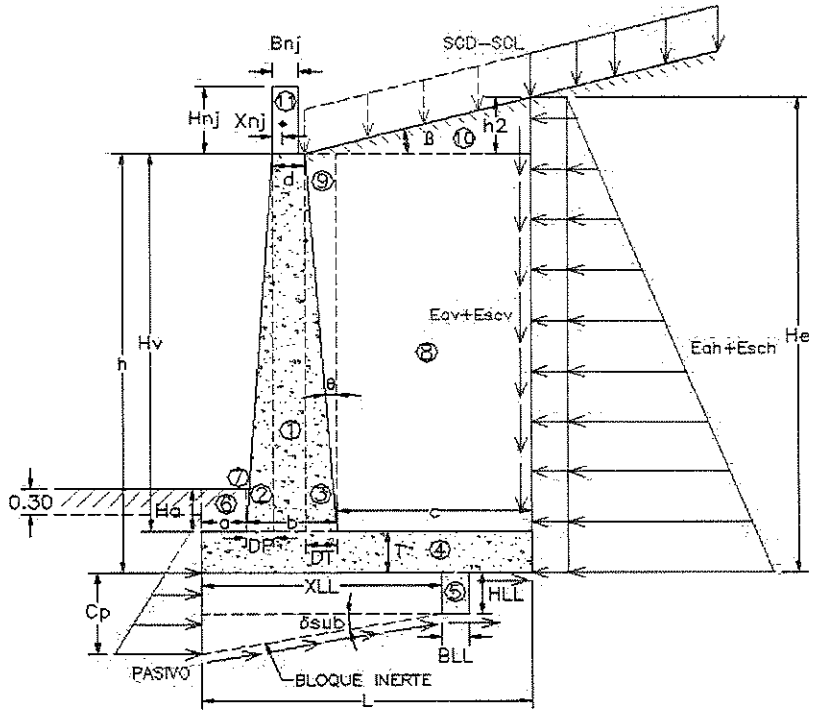
El rozamiento entre el terreno y el muro influye sobre la magnitud del movimiento necesario para la movilización total de los empujes por lo que, salvo una justificación especial, se tendrán en cuenta las estimaciones siguientes del ángulo de rozamiento δ entre el terreno y el muro:

a) para empuje activo y muro rugoso; $\delta \leq \frac{2}{3}\phi'$, como es la situación de muro encofrado contra el terreno

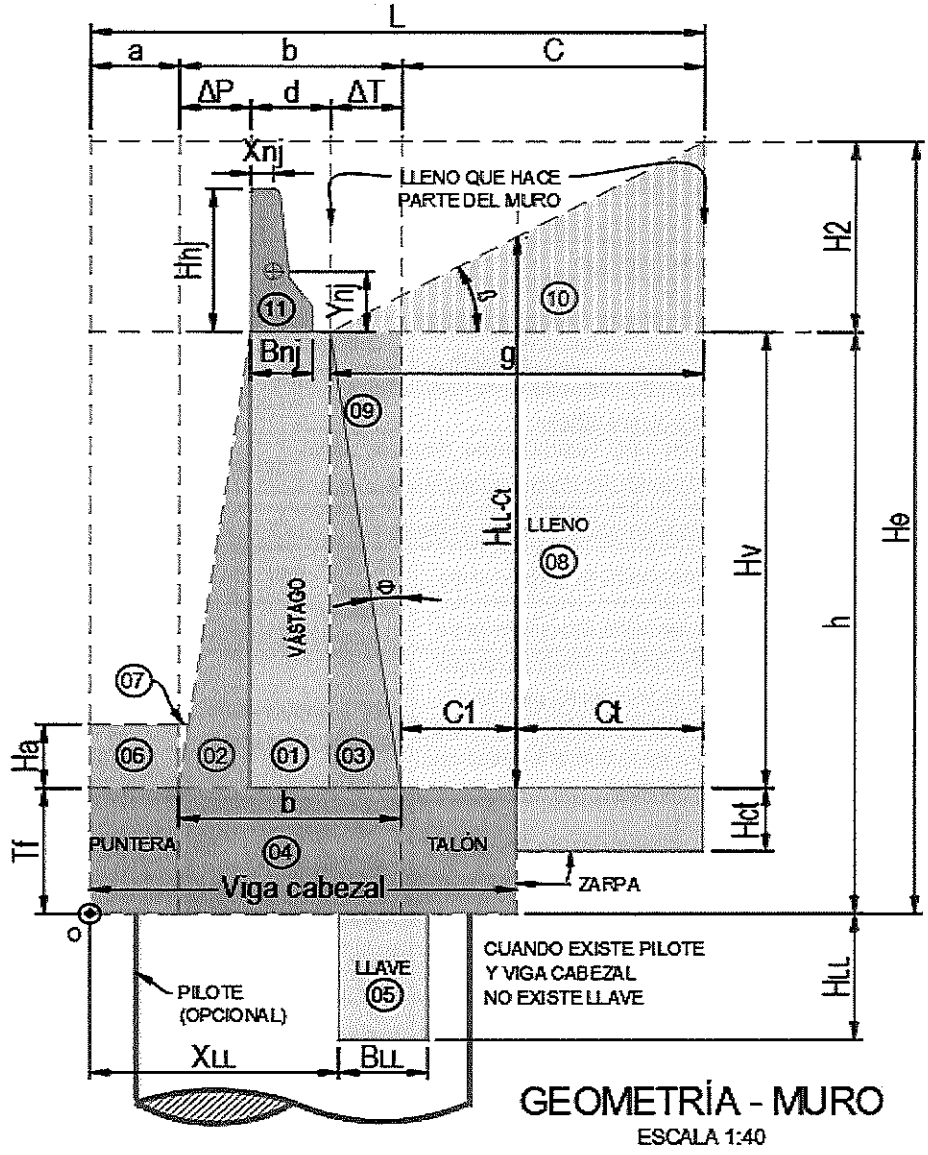
b) para empuje activo y muro poco rugoso; $\delta \leq \frac{1}{3}\phi'$, como es la situación de muro encofrado a doble cara

c) para empuje activo y muro liso: $\delta = 0$, si se emplea la hipótesis de Rankine o el empleo de lodos tixotrópicos

d) para empuje pasivo: $\delta \leq \frac{1}{3}\phi'$



2 GEOMETRÍA DEL MURO EN CONCRETO



GEOMETRÍA - MURO
ESCALA 1:40

		GEOMETRIA DEL MURO DE CONTENCIÓN	Formula referencia	Valor referencia	Variable	Valor	
	M8						HR
8	m1	h: altura del Muro sin llave debajo de la zarpa			h (m) =	3.00	H
9	M31	Tf = Espesor de la zarpa de fundación **min 0**	h/10	0.40	Tf (m) =	0.4	(Hv + Hnj)
10		a = Voladizo delantero de la zarpa o puntera	h/4	0.75	a (m) =	2	P
11		ΔP = distancia horizontal del chaflan delantero del vástago (PIE)	Tan(ΔP/Hv), mín 0.02	0.038	ΔP (m) =	0.1	
	m2	d = espesor de corona > h/24 o 0,25	h*/24	0.25	d (m) =	0.3	t
12		ΔT = f = distancia horizontal del chaflan trasero del vástago (TALON)			ΔT (m) =	0	ΔT
13	M32	C = Long del Talón = L-a-b (ojo SI incluye ct si existe)			C (m) =	0.55	(He + Hnj)
	m3	b = ΔP+d+ΔT: Base mayor del Vástago	> Hv/10	0.26	b (m) =	0.40	
	M27	Hv = Altura del vástago = h-Tf			Hv (m) =	2.60	2.60
	M33	L = a+b+c: Longitud de la zarpa (fundación	sin pilote L = (2/3)h	2.00	L (m) =	2.95	98%
14		ct = Long del tramo Talón (zarpa), después de la viga cabezal (a+b+c) para el caso del muro sobre pilotes			ct (m) =	0.00	↑ L/h ↑
15		Hct = altura o espesor del tramo del Talón (zarpa), después de la viga cabezal (a+b+c1) para el caso del muro sobre pilotes			Hct (m) =	0.00	

	DENTELLÓN (llave bajo la zarpa) para controlar el deslizamiento			Variable	Valor	
16	BLL = ancho (base sección) del dentellón (llave) bajo zarpa		No aplica para fundación con pilotes	BLL (m) =	0.40	BLL
17	HLL = altura (de la sección) del dentellón (llave) bajo zarpa			HLL (m) =	0.60	HLL
	dLL = HLL/(tan θi): distancia CRITICA o mínima horizontal desde el extremo trasero de la zarpa (C) para no incrementar la altura del dentellón (HLL), a la altura (He) en la evaluación del empuje activo, de lo contrario habría que considerar (He+HLL).		θi (°): angulo cuña de falla emp activo		dLL (m) =HLL/(tan θi)	XLL max (m) = L-dLL-BLL
19	XLL max ubicación del dentellón según su geometría (BLL HLL) para no aumentar la profundidad del empuje activo He, debe cumplir que θa=ángulo de falla de la cuña del talud correspondiente al máximo Ka: coeficiente de empuje activo (estático o dinámico)	Condicion de Rankine	θ= 45°+ϕ/2	59	0.36	2.19
		sismo estado limites	ϑae (°)	39.0	0.74	1.81
		reposo estado limites	ϑa (°)	47.0	0.56	1.99
		Selección θ para control posiciónde dentellón	ϑselecciona do (°)	47.0	0.56	1.99
18	XLL = distancia desde el inicio voladizo delantero (puntera o pie) hasta inicio de la llave bajo zarpa. NO APLICA PARA FUNDACIÓN CON	2*L/3-BLL/2	1.77	XLL (m) =	1.85	Ok #1 XLL<XLL →ϑ sel
	θLL: Angulo con la horizontal correspondiente al XLL selecionado, que debe ser menor al ángulo ϑ de la cuña de falla, para taludes inclinados	θLL=atan [HLL/(L-XLL-BLL)]		θLL (°)	40.6	Ok #1 ϑ < ϑsel

		New Jersey, bordillos, defensas vehiculares			Variable	Valor	
20		**Bnj**: Base equivalente al rectángulo con área = al New Jersey o bordillo = (área NJ) / Hnj			**Bnj** (m) =	0.00	Bnj
21	M29	**Hnj**: Altura real del New Jersey o bordillo			**Hnj** (m) =	0.00	
22		**Xnj**: Distancia horizontal del centroide de la geometría real del New Jersey o bordillo, medido desde la esquina frontal (intradós) de la corona (d)	Bnj*34%	0	**Xnj** (m) =	0.00	Xnj
23		**Ynj**: Distancia vertical del centroide de la geometría real del New Jersey o bordillo, medido desde la esquina frontal (intradós) de la corona (d)	Hnj*40%	0	**Ynj** (m) =	0.00	Ynj

	Lleno sobre la puntera o pie (Zarpa)			
24		**Ha** = altura de lleno (no erosionable), sobre la cara superior del voladizo delantero (a) de la zarpa.	**Ha** (m) =	0.50 Ha

	Lleno sobre el talón (Zarpa)	Variable	Valor	
m5	**He = h+h3**: altura del lleno de suelo en el extremo del talón, donde termina C	**He** (m) =	2.86	2.86
	$H_{LL \rightarrow Ct}$ = altura del lleno del suelo donde comienza -Ct-, depende de (β) la inclinación (si existe) del lleno sobre el talón	$H_{LL \rightarrow Ct}$ (m) =	2.86	
	g = C + ΔT: base del triángulo superior del lleno (a nivel de la corona) sobre el talón (**C**) y el trasdós del vástago (**ΔT**)=	**g** (m) =	0.55	
	h3 = g*tan (β): altura (desde la corona) del triángulo del lleno inclinado en el extremo del talón =	**h3** (m) =	0.255263	
	h_{LL} = Incremento que podría aplicar para aumentar de la altura del lleno (h+h3) donde se evalúa el empuje activo que actúa en el muro y depende de la posición de la llave bajo la zarpa (X_{LL}), la altura de la llave (H_{LL}), ver NOTA con criterio de evaluación h_{LL}. Condición si ($L-X_{LL}-B_{LL}$)>H_{LL} →h_{LL}=0, de lo contrario h_{LL}=H_{LL}, ver numeral 3) de la NOTA.	h_{LL} (m) =	0	

3 *GEOMETRÍA DEL LLENO TRUNCADO EN EL TRADOS DEL MURO EN CONCRETO*

25	0.3	**B1** (m) distancia desde el trasdós de la corona, con lleno horizontal
26	2	**Xt**: relación de la distancia horizontal (H) vs una unidad de distancia vertical (V=1), del lleno inclinado sobra la zarpa del muro
	0.464	Ω (rad) : atan(1/X) ángulo de inclinación del lleno después de la distancia B1 de
	26.6	Ω (grados):
	1.94	**ΔH** (m) = distancia vertical (altura) desde la corona (vástago) hasta la meseta del
	3.88	**ΔLΩ**(m) = ΔH/tan(Ω) distancia horizontal del talud correspondiente al ángulo Ω
	0.25	**ΔL1** (m) = **(ΔT+C-B1)** (m) distancia desde el trasdós de la corona, con lleno horizontal
	3.63	**ΔL2** (m) **=ΔLΩ -ΔL1**
	0.55	**b2= B1+ΔL1**(m) — 0.55 **b2** (m) = **C+ΔT**
	4.18	**ΔLβ** (m) = **ΔLΩ +B1** distancia horizontal del talud ficticio para utilizar las fórmulas dela inclinación del talud truncado medido desde el trasdós de la

0.43	**β = atan(ΔH/ΔLβ)**: ángulo del talud ficticio del talud truncado medido desde el trasdós de la corona hasta la altura del talud truncado
24.90	β (grados)
0.125	**h2** (m) **=ΔL1*tan(Ω)**: Altura del triangulo del lleno con inclinación (Ω) sobre el extremo del talón (ΔT+C)
0.255	**h3** (m) **=(C+ΔT)*tan(β)** altura de un triangulo auxiliar, del lleno con inclinación (β) sobre el extremo del talón (ΔT+C)

ΔHE = (h3-h2): Corrección de altura del lleno que empuja para el caso de que el talud real tenga una inclinación (Ω) e inicie a una distancia horizontal (B1) de la corona (h3-h2)	ΔHE (m) =	0.130
ΔHE (m) selecionada para cálculos	ΔHE (m) =	0.130
He = h+H2+hLL-ΔHE : Altura total del lleno (que empuja al muro)	**He (m)=**	**3.13**

27

NOTA: criterio para determinar si la altura (hLL) y la posición de la llave XLL incrementaría el empuje activo, para ser sumada (hLL) a la altura (He=h+H2) del suelo hasta la base inferior de la zarpa y así estimar la altura total que empuja al muro (tener en cuenta que cuando existe fundación con pilotes no existe llave bajo la zarpa). **hLL** presenta dos posibles valores:

1) hLL=HLL, sí la posición horizontal de la llave bajo la zarpa, medida desde el extremo de la zarpa donde termina el talón (L-BLL-XLL) < (HLL)/[tan(θsel)] → se debe considerar la altura adicional **hLL= HLL** para evaluar el empuje activo, es decir, que la altura del empuje pasivo actúa hasta la cara inferior de la llave, He=h+H2+hLL

2) hLL=0 cero si la posición (horizontal) de la llave medida desde el extremo donde termina el talón (L-BLL-XLL) ≥ (HLL)/tan(θsel) de dicha llave. Esta es la condición ideal o más eficiente para no aumentar la altura del empuje pasivo He=h+H2.

3) **Regla general: Para que la teoría de Rankine sea válida, el dentellón (llave bajo la zarpa) debe estar ubicado de tal forma que no "intercepte" la superficie de falla que sube desde la punta inferior del talón de la zarpa hacia la superficie del trasdós, esta superficie según la teoría de Rankine hace un ángulo con la horizontal de θ=(45°+ϕ/2) con φ=ángulo de fricción interno del suelo que empuja. ϑ para Coulomb y Rankine es el ángulo con la horizontal del plano inclinado de la cuña activa que se desliza y genera el empuje activo, solo es posible cuando el muro se mueve horizontalmente, provocando una expansión lateral y liberando los esfuerzos en estado de reposo del suelo (Ko).**

Ángulos del talud β y de la cara trasera del sistema de muro θ			
θv = Angulo **con la vertical** de la parte inclinada del vástago en el trasdós, θv = $\tan^{-1}$**(ΔT/Hv),** depende de la geometría del vástago cuyos datos se entran más adelante	**ΔT (m)**	**0**	
	Hv (m) =	**2.60**	θ (grados)
M5a **θv vástago → para Ka (coeficiente de empuje activo del suelo)** solo APLICA para el diseño estructural del vástago (en cualquier caso) y cuando los muros no tienen talón (muro sección L solo con puntera)	**θv** (rad)	0.000	0.00
M5b **θv** = 0°: Angulo de la cara trasera del muro en contacto con el suelo que empuja, caso cuando tiene talón (trasdós) es decir, existe el lleno sobre el talón -C-, para el cálculo del Ka (coeficiente de empuje activo del suelo) para muros cuya zarpa tenga talón y cuando se evalúa la estabilidad global.	**θv** (rad)	0	0.00
θv cálculos = Angulo con la vertical de la cara trasera del muro **para calculo del muro**	**θ** cálc (rad)=	**0.00**	

NOTA 1: el centroide (XT) de las áreas de los triangulo (inexistentes) que se deben restar como fuerza vertical y momentos estabilizadores del lleno sobre el talón se miden desde el inicio de la puntera (pie) de la zarpa (delantera)

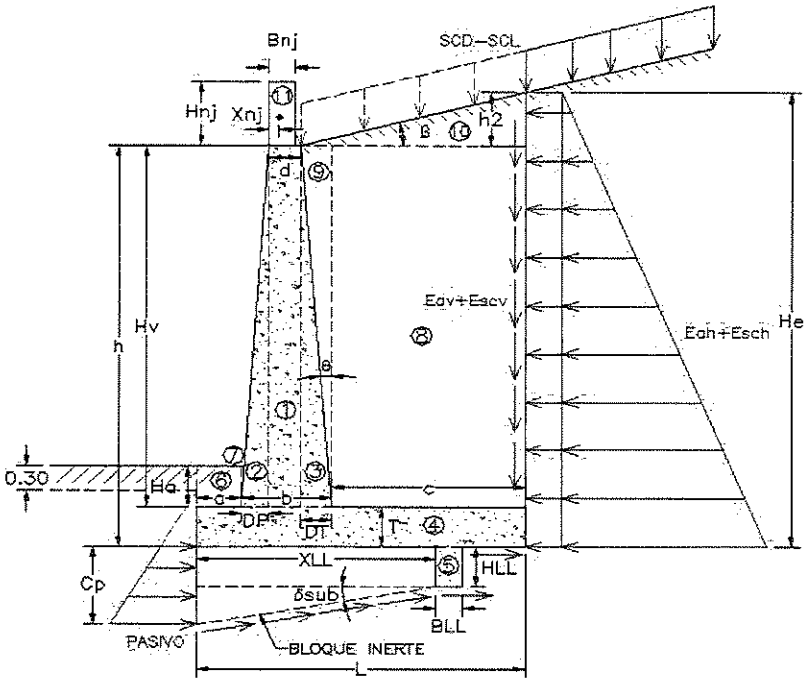
XT (m): distancia del centroide del triangulo con respecto al inicio de la puntera (zarpa), donde se evalúa el momento	
1.80	Peso unitario suelo **ϒ**s (t/m³) **sobre el talón de la zarpa**

Pesos y momentos del suelo sobre el talón (zarpa) y el ΔT (trasdós) del vástago, áreas de lleno localizadas después de corona, elementos que no existen y que se deben a restar como solicitaciones (fuerza y momentos) estabilizadoras

triangulo	Fórmula área	Fórmula centroide (XT) ver nota 1	Área (m²)	peso (t)/ml de muro	XT (m)	mto (t.m)/ml muro
1	(b2*h3)/2	**a+ΔP+d+b2*(2/3)**	0.070	0.126	2.77	0.350
2	(ΔL1*h2)/2	a+ΔP+d+B1+(2/3)*ΔL1	0.016	0.028	2.87	0.081
Σ	Total a restar en el peso del lleno y el momento estabilizados con respecto al inicio de la puntera		0.055	0.098	2.738	0.269

		unidad ángulo	β	Ω
28	**β** = Angulo de inclinación del lleno en la corona, con respecto a la horizontal	(°)	24.9	26.6
		(rad)	0.435	0.464
	Relación 1: vertical a (xβ) horizontal que da la inclinación del TALUD del lleno en corona	(xβ)	2.15	2.00

cos(β) =	0.907	**$\cos^2$(β) =**	0.823



4 CALCULOS DE COEFICIENTES DE EMPUJES DEL SUELO, SOBRE EL MURO

		Muro	Vástago	Zarpa
M4A	**Elementos en contacto con suelo →**			
M4A	**Ángulo fricción interno del suelo ϕ** (rad)	0.489	0.489	0.489
M4A	**Ángulo fricción interno del suelo ϕ** (grados)	28.0	28.0	28.0
	cos (φ)	0.88	0.88	
	$\cos^2$ (φ)	0.78	0.78	
M4A	**Ángulo fricción para cálculos entre suelo y muro $\delta = \phi * f_{\phi\delta}$ (rad)**	0.326	0.175	0.326
M4A	**Ángulo fricción para cálculos entre suelo y muro $\delta = \phi * f_{\phi\delta}$ (grados)**	18.67	10.00	18.67
M4A	**β** (rad) = Angulo de inclinación del lleno en la corona, con respecto a la horizontal	0.435	0.435	
	cos(β)	0.91	0.91	
	$\cos^2$ (β)	0.82	0.82	
M4A	**θ cálculos** = Angulo con la vertical de la cara trasera del muro, en radianes	0.000	0.000	
M4	**Coeficiente de empuje de suelos estáticos**	**Muro**	**Vástago**	
M4	**Ka = (1 - senϕ) / (1 + senφ) Coeficiente de empuje activo (método Rankine) llenos horizontales en el trasdós**	**0.361**	**0.361**	
	Ca = raíz[($\cos^2$(β)-$\cos^2$(ϕ)] constante aux para el calculo de Coeficiente de empuje activo (método Rankine) con lleno inclinado (β) desde el trasdós de la corona	**0.208**	**0.208**	

113

		Elementos en contacto con suelo →	Muro	Vástago	Zarpa	
		Ka = cos(β){[cos(β)-raíz[(cos²(β)-cos²(ϕ)] / [cos(β)+raíz[(cos²(β)-cos²(φ)]} Coeficiente de empuje activo (método Rankine) con lleno inclinado (β) desde el trasdós de la corona	0.569	0.569		
	M4	Ka = Coeficiente de empuje activo (método de Coulomb)	0.558	0.556		pag estudio suelos ↓
29	M4	Ka = Coeficiente de empuje activo a usar en los cálculos, estimada por el método de los estados limites	0.518	0.518		*53*
		Ka (Vast / Muro)	100%	100%		
		Ko = 1 - senϕ: coeficiente de empuje REPOSO	0.53	0.53	0.53	
		Kp = (1 + senϕ) / (1 - senϕ) Coeficiente de empuje pasivo	2.77	2.77	2.77	

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2,$$

donde el coeficiente de empuje activo esta dado por:

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta + \theta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi)\sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta)\cos(\beta - \theta)}}\right]^2},$$

donde:

γ = peso activo del suelo.

ϕ = coeficiente de fricción interna del suelo.

θ = ángulo que forma la pared interior del muro con la vertical.

δ = ángulo de fricción entre le muro y el suelo.

β = ángulo que forma la superficie del suelo con la horizontal.

La teoría de Rankine es uno de los pilares de la ingeniería geotécnica para calcular el empuje de tierras, pero no es una "fórmula mágica" universal; se basa en un estado de equilibrio plástico que requiere condiciones muy específicas para ser válida

las condiciones fundamentales que deben cumplirse para aplicarla correctamente:

1) Muro perfectamente vertical: La cara interna del muro (la que toca el suelo) debe ser un plano vertical a 90°

2) Muro liso (Sin fricción): Rankine ignora el rozamiento entre el muro y el suelo. Se asume que no hay fuerzas tangenciales en la interfaz

3) Suelo homogéneo e isotrópico: Las propiedades del suelo (como el peso específico Ys y el ángulo de fricción interna ϕs deben ser constantes en toda la masa analizada

4) Superficie del relleno plana: El terreno detrás del muro debe ser horizontal o tener una inclinación constante (talud infinito), para aplicar la fórmula Ka = (1 - senφ) / (1 + senφ).

5) Deformación suficiente: El muro debe **alejarse** de la masa de suelo. Si el muro no se mueve lo suficiente, el suelo no alcanza el estado de falla activa y la fórmula subestimará la presión real.

6) Falla incipiente: Se asume que el suelo está en un estado de "equilibrio plástico", lo que significa que cada punto de la masa de suelo está a punto de fallar por corte

7) No considera cohesión (en su forma básica): Si el suelo tiene cohesión (c), la fórmula debe ajustarse restando el término 2c\raíz{Ka}, lo cual genera una zona de grietas de tensión que Rankine permite modelar

8) Nivel freático: Si hay agua, debes calcular la presión del agua por separado y sumarla al empuje efectivo del suelo.

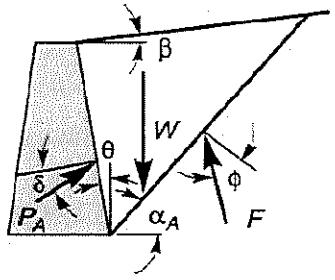
Si la teoría de Rankine es la opción "idealizada", la teoría de Coulomb es la opción pragmática y realista. Desarrollada en 1776, esta teoría es mucho más versátil porque permite modelar situaciones que ocurren en la vida real, como muros inclinados o con fricción.

Para aplicar la fórmula de Coulomb (que permite variables más complejas) de manera correcta, deben cumplirse las siguientes condiciones:

1) Fricción Muro-Suelo (δ): Se reconoce que el muro no es liso. Existe un ángulo de rozamiento externo entre el material del muro y el suelo. Generalmente, se asume que δ está entre 1/2 y 2/3 de φ

2) Inclinación del Respaldo (θ): El lleno detrás del muro no tiene que ser vertical; puede tener una inclinación respecto a la horizontal.

3) Superficie del Relleno (β): El terreno detrás del muro puede tener cualquier ángulo de inclinación constante.



Hipótesis de la falla de Coulomb, basa su cálculo en el análisis de una cuña de falla.

4) Cuña Rígida: Se asume que el suelo falla como un bloque o cuña rígida que se desliza sobre un plano de falla lineal.

5) Cuerpo Isotrópico y Homogéneo: El suelo dentro de la cuña tiene propiedades uniformes

6) Falla de Corte: Se considera que la resistencia al corte del suelo se moviliza totalmente a lo largo de la superficie de deslizamiento.

Condiciones del Movimiento para que el empuje sea activo según Coulomb

7) Desplazamiento hacia afuera: El muro debe moverse o rotar lo suficiente hacia afuera (alejándose del relleno) para permitir que la cuña de suelo deslice hacia abajo y hacia adelante.

8) Fricción Ascendente: Debido al descenso de la cuña de suelo, la fuerza de fricción sobre el muro actúa hacia arriba

Limitaciones Importantes para utilizar la fórmula de Coulomb

9) Suelos Granulares: La fórmula clásica de Coulomb está diseñada primordialmente para suelos sin cohesión (c = 0). Aunque existen extensiones para suelos cohesivos, la versión estándar no la incluye.

10) Superficie de Falla Plana: Coulomb asume que la superficie de falla es un plano recto. En la realidad (especialmente en el empuje pasivo o con mucha fricción), esta superficie suele ser curva (espiral logarítmica). Esto hace que Coulomb sea **muy preciso para el empuje activo**, pero tienda a sobreestimar peligrosamente el empuje pasivo

Tabla de referencia de coeficientes de empujes para varios ángulo de fricción del lleno detrás del muro

β (rad) =	0.435	Coeficientes de empujes → RANKINE		
Ángulo fricción interno del suelo ϕ		**Ka = Coef activo, tiene en cuenta β**	**Ko = Coef empuje reposo**	**Kp = Coef empuje pasivo**
(°) grados	(rad)			
28	0.49	0.57	0.53	2.77
29	0.51	0.53	0.52	2.88
30	0.52	0.49	0.50	3.00
31	0.54	0.46	0.48	3.12
32	0.56	0.43	0.47	3.25
33	0.58	0.41	0.46	3.39
34	0.59	0.38	0.44	3.54
35	0.61	0.36	0.43	3.69
36	0.63	0.34	0.41	3.85
29.6	0.52	0.50	0.51	2.95

5 *COEFICIENTES DEL EMPUJE SISMICO (MONONOBE OKABE)*

CCP14 #3.10 — EFECTOS SÍSMICOS: EQ

3.10.2 — Amenaza Sísmica — La amenaza sísmica en el sitio del puente debe describirse por medio del espectro de aceleraciones para el sitio y los factores de sitio correspondientes al tipo de perfil de suelo en el sitio.

3.10.2.1 — Procedimiento General — El Procedimiento General debe usar el coeficiente de Aceleración Pico del Terreno (PGA) y los coeficientes de periodo corto y periodo largo (S_S y S_1 respectivamente) para calcular el espectro como se especifica en 3.10.4. Debe determinarse los valores de PGA, S_S y S_1 de las Figuras 3.10.2.1-1 a 3.10.2.1-3 según corresponda, o de los valores, o mapas, especiales aprobados por la entidad contratante del diseño y construcción.

3.10.3.1 — Definición de los Tipos de Perfil de Suelo

El tipo de perfil de suelo sitio debe clasificarse como A a F de acuerdo con la definición de los tipos de perfil de suelo de la Tabla 3.10.3.1-1. Los tipos de perfil de suelo deben clasificarse de acuerdo con la rigidez del suelo determinada por medio de mediciones de la velocidad de onda de cortante en el suelo medida en los 30 m superiores del perfil. También puede utilizarse el número de golpes determinado por medio del Ensayo de Penetración Estándar (SPT), y por medio de las resistencias al corte no drenado de muestras de suelo obtenidas de las perforaciones, para clasificar los tipos de perfil de suelo como se indica en la Tabla 3.10.3.1-1.

	Tabla 3.10.3.1-1 — Definición de los Tipos de Perfil de Suelo	
	Tipo de perfil de suelo	**Características del perfil**
1	A	Roca competente con velocidad medida de onda de cortante, $v_s \geq 1500$ m/s.
2	B	Perfil de roca de rigidez media con v_s en el intervalo, 1500 m/s > $v_s \geq 760$ m/s.
3	C	Perfiles de suelo muy densos o roca blanda con velocidad medida de onda de cortante v_s en el intervalo, 760 m/s > $v_s \geq 360$ m/s o
	C	perfiles que cumplan con cualquiera de los dos criterios siguientes: N > 50 golpes/pie, o Su > 100 kPa (≈ 1 kgf/cm2).
4	D	Perfiles de suelos rígidos con velocidad medida de onda de cortante v_s en el intervalo, 360 m/s > $v_s \geq 180$ m/s o
	D	perfiles que cumplan con cualquiera de los dos criterios siguientes: N en el intervalo 50 golpes/pie > $N \geq 15$ golpes/pie, o Su en el intervalo 100 kPa (≈ 1 kgf/cm2) > $S_u \geq 50$ kPa (≈ 0.5 kgf/cm2)
5	E	Perfiles de suelos rígidos con velocidad medida de onda de cortante v_s < 180 m/s o
	E	perfiles que cumplan con cualquiera de los dos criterios siguientes: N < 15 golpes/pie, o S_u < 50 kPa (≈ 0.5 kgf/cm2), o
	E	cualquier perfil con H > 3 m de arcilla blanda, definida como un suelo con IP > 20 , w > 40% y S_u < 25 kPa (≈ 0.25 kgf/cm2)
6	F	Suelos que requieren evaluación particular de sitio, tales como:
	F	• Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.
	F	• Turbas o arcillas altamente orgánicas (H > 3 m de turba o arcillas altamente orgánicas donde H =espesor del suelo)
	F	• Arcillas de alta plasticidad (H >7.5 m con IP > 75)
	F	• Estratos de arcillas con rigidez de media a blanda de gran espesor (H >36 m)
N = número de golpes del ensayo de penetración estándar (SPT) (golpes/pie) (ASTM D1586) para los primeros 30 m del perfil de suelo (3.10.3.1)		
S_u = resistencia no drenada a cortante de suelo cohesivo (MPa) (3.11.5.7.2b)		
v_s = velocidad de onda de cortante para los 30 m superiores del perfil de suelo (m/s) (3.10.3.1)		

717

VARIABLES PARA APLICACIÓN DE LA CARTILLA DE LA GOBERNACIÓN DE ANTIOQUIA	CARTILLA	CCP14	% CART / CCP14
Regiones sísmica parámetro PGA	3	11	27.3%
Tipo de perfil de suelo, Tabla 3.10.3.1-1	1	6	16.7%
	CARTILLA	REALIDAD	% CART / REALIDAD
Características del suelo, pareja de Ys densidad y φ ang fricción interno	3	12	25%

Nota: en la selección de la pareja de propiedades del suelo (Υ = densidad y φ = ángulo fricción interno), la gama de combinaciones en la realidad pueden ser muchas, siendo el extremo mínimo de 6 parejas: 3 para suelos friccionales y 3 para cohesivos, pero un mejor espectro podría abarcar más de 10 parejas representativas de valores de estas parejas (Υ,φ) si se desea enmarcar en CARTILLAS con diseños típicos de muros.

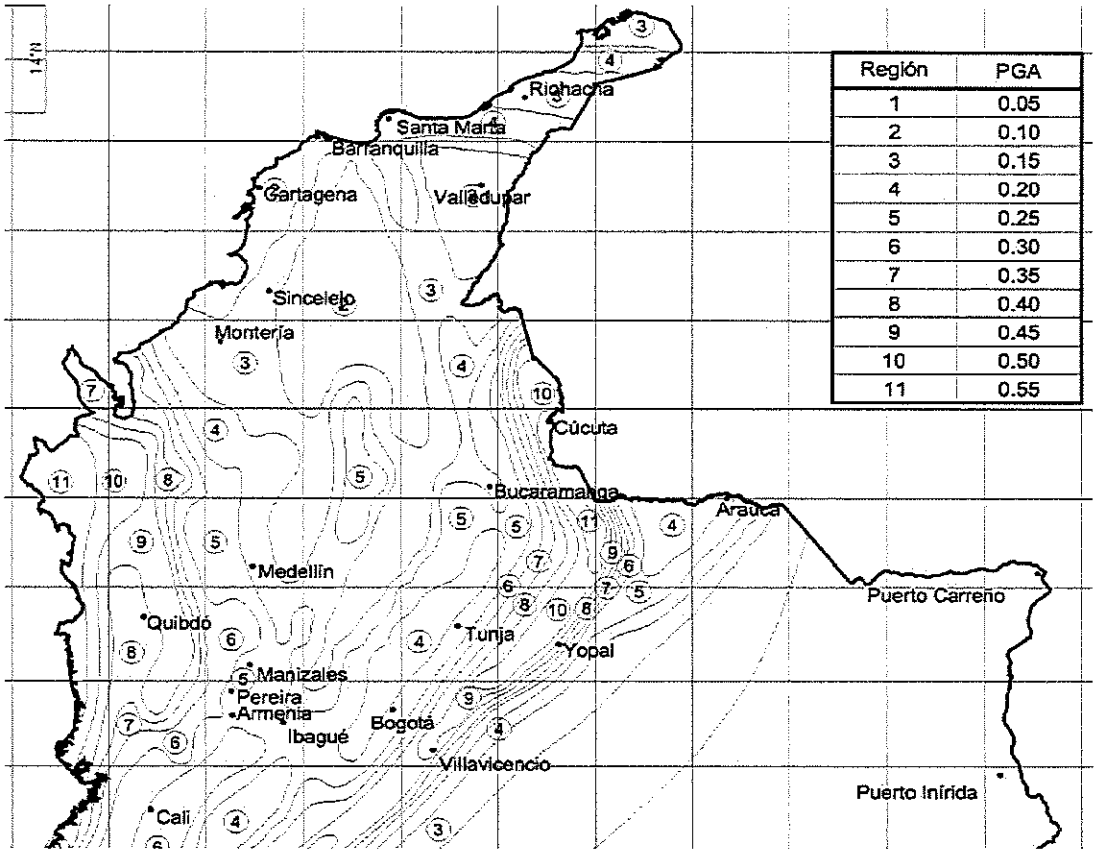
Tabla 3.10.3.2-1 — Valores del factor de Sitio, F_{PGA}, en el período de vibración cero del Espectro de Aceleraciones

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos (Véase la Nota 1)				
	$PGA \leq 0.1$	$PGA = 0.2$	$PGA = 0.3$	$PGA = 0.4$	$PGA \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2

Notas:

1. Se debe usar una interpolación lineal para valores intermedios de PGA
2. Para el perfil tipo F debe realizarse un estudio de sitio particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda.

Tabla 3.10.3.2-1 - Valores de sitio, Fpga, en el periodo de vibración cero del espectro de aceleraciones						
perfil ID	PGA (ccp14 # 3.10.3.1) mapa →	*0.1*	*0.2*	*0.3*	*0.4*	*0.5*
1	PERFIL A =1	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
2	PERFIL B =2	1	1	1	1	1
3	PERFIL C =3	1.2	1.2	1.1	1	1
4	PERFIL D =4	1.6	1.4	1.2	1.1	1
5	PERFIL E = 5	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
6	PERFIL F = 6	ver nota 2	ver nota 3	ver nota 4	ver nota 5	ver nota 6



Región	PGA
1	0.05
2	0.10
3	0.15
4	0.20
5	0.25
6	0.30
7	0.35
8	0.40
9	0.45
10	0.50
11	0.55

Figura 3.10.2.1-1 CCP14 — Aceleración Pico Horizontal del Terreno *PGA* con 7% de probabilidad de excedencia en 75 años (aproximadamente 1000 años de período promedio de retorno) expresada en la aceleración de la gravedad (g).

La **Aceleración Pico Horizontal del Terreno** (conocida comúnmente como **PGA**, por sus siglas en inglés: *Peak Ground Acceleration*) es uno de los parámetros más críticos en la ingeniería sísmica

En términos sencillos, representa la mayor aceleración horizontal registrada (o esperada) en el suelo durante un terremoto en un lugar específico. Piensa en ello como el "tirón" o la sacudida más fuerte que experimentará la base de una estructura (edificio o puente).

A diferencia de la magnitud de un sismo (que mide la energía total liberada en el foco), el PGA mide qué tan fuerte se mueve el suelo en un punto concreto de la superficie, Se expresa normalmente en g (la aceleración de la gravedad, aproximadamente 9.81 (m/s^2) o en cm/s^2.

Dirección: Aunque los sismos mueven el suelo en todas direcciones, el diseño estructural se enfoca principalmente en la componente horizontal, ya que la mayoría de las estructuras (edificios, puentes) son más vulnerables a los esfuerzos de corte (laterales) que a los verticales.

Factores que influyen en el PGA

1. Magnitud del sismo: A mayor energía liberada, mayor potencial de aceleración.

2. Distancia a la falla: Generalmente, a mayor distancia del epicentro, la aceleración disminuye (atenuación).

3. Tipo de suelo: Este es un factor clave. Los suelos rocosos tienden a vibrar menos, mientras que los suelos blandos o arcillosos pueden **amplificar** las ondas sísmicas, resultando en un PGA mucho más alto que en terreno firme.

Aunque el PGA es útil, solo nos dice el valor máximo de aceleración en un instante. Para diseñar un a estructura (edificio, puente) completo, los ingenieros utilizan un Espectro de Diseño, que es una curva que muestra cómo responderán estructuras de diferentes alturas (periodos) ante ese PGA inicial

Nota importante: Un PGA de **0.1g** ya se considera capaz de causar daños en estructuras mal construidas, mientras que sismos mayores pueden superar fácilmente **0.5g** o incluso **1.0g**.

	PGA = Coeficiente de aceleración pico del terreno (adim.), **depende de la ubicación del muro**		
	UBICACION MEDELLIN región 4 → Mapa de la Figura 3.10.2.1-1 CCP14		
30	M0	0.2	**Carrera 43B entre calles 1 sur y 1A sur**
31		D	Tipo de perfil de suelo (dato del estudio de suelos)
		4	# identificador de la letra que identifica el perfil del suelo, (# asignado a la letra que identifica el perfil del suelo) así: A=1, B=2, C=3, D=4, E=5

FPGA : En términos físicos y prácticos, el factor de sitio para periodo nulo (denotado comúnmente como Fa o SDS dependiendo de la norma) representa la aceleración máxima del terreno (PGA o Peak Ground Acceleration) en la superficie, comparada con lo que ocurriría en roca firme.

Para entender su significado físico, hay que desglosarlo en tres conceptos clave:

1. El Periodo Nulo (T = 0) Físicamente, un periodo de 0 segundos corresponde a una estructura infinitamente rígida. Imagina un bloque de concreto macizo pegado directamente al suelo. Como no tiene flexibilidad, no oscila; se mueve exactamente igual que el suelo debajo de él. Por lo tanto, la aceleración de esa "estructura" es la aceleración del terreno.

2. El Efecto de Amplificación: Cuando las ondas sísmicas viajan desde el foco (en la profundidad) hasta la superficie, deben atravesar capas de suelo.
En Roca: Las ondas viajan rápido y con poca deformación. En Suelos Blandos: Al llegar a estratos menos densos, las ondas reducen su velocidad pero aumentan su amplitud para conservar la energía.
El factor de sitio mide qué tanto "infla" ese suelo específico la sacudida inicial. Si el factor es 1.5, significa que el suelo está amplificando un 50% la aceleración que vendría originalmente desde la roca.

3. Representación en el Espectro de diseño (la curva que nos dice cuánta fuerza recibe una estructura (edificio o puente) según su periodo de vibración (T), el factor de periodo nulo es el punto de partida en el eje vertical (Y).

Punto de anclaje: Es el valor donde la curva (espectro) toca el eje Y cuando el periodo T es 0 (cero).

Sensibilidad: Este factor es especialmente sensible a la rigidez de los primeros 30 metros de suelo (el famoso V_{s30})

RESUMEN

Concepto FPGA	**Significado**
Físico	Es la aceleración "cruda" que siente la estructura apoyada o cimentada sobre el suelo.
Dinámico	Es el límite de aceleración para estructuras sin flexibilidad (T=0)
Geotécnico	Es el índice de cuánto "filtra" o "potencia" el suelo local donde se apoya la estructura, la energía sísmica generada el el foco (Roca).

M1	**Valores de sitio de la Tabla 3.10.3.2-1 - Fpga, en el periodo de vibración cero del espectro de aceleraciones para el perfil de suelo**				**Tipo perfil suelo →**	**D**
	Rango para PGA →	*0.1*	*0.2*	*0.3*	*0.4*	*0.5*
	Fpga para perfil suelo →	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0

	PGA	Fpga
Ubicación muro en mapa figura 3.10.2.1-1 CCP14	0.2	1.40
valor inferior	*0.20*	1.40
valor superior	*0.30*	1.20

32	M1	**Fpga** = factor de sitio para periodo nulo en el espectro de respuesta de aceleraciones (CCP-14 #ral 3.10.3.2)	Fpga =	**1.40**

11.6.5 — Diseño sísmico para estribos y muros de contención convencionales.

11.6.5.2 — Cálculo de los Coeficientes de Aceleración Sísmica para el Diseño del Muro

11.6.5.2.1 — Caracterización de la Aceleración en la Base del Muro — El coeficiente sísmico de aceleración horizontal (**kh**) para el cálculo de las presiones y las fuerzas sísmicas laterales del suelo debe determinarse con base en el PGA en la superficie del terreno (es decir, **k_{ho}= Fpga*PGA = As** , donde **k_{ho}** es el coeficiente sísmico de aceleración horizontal suponiendo que no ocurre ningún desplazamiento del muro). El coeficiente de aceleración determinado en la superficie original del terreno debe considerarse como el coeficiente de aceleración que actúa en la base del muro. Para muros cimentados sobre suelos de clase A o B (roca dura o blanda), **k_{ho}** debe estar basado en 1.2 veces el coeficiente de aceleración pico del terreno ajustado por sitio (es decir, **k_{ho}=1.2*Fpga*PGA**).

El coeficiente sísmico de aceleración vertical, **kv , debe suponerse igual a cero** para el cálculo de las presiones laterales del suelo, a menos que el muro esté significativamente afectado por efectos de fuente cercana (ver el Artículo 3.10), o si es probable que aceleraciones verticales relativamente altas actúen simultáneamente con la aceleración horizontal.

CCP14 #ral 11.6.5.2.2 — Estimación de la aceleración que actúa sobre la masa del muro...Si el muro es libre de moverse lateralmente bajo la influencia de la carga sísmica y si el movimiento lateral del muro durante el evento sísmico de diseño es aceptable para el propietario, K_{h0} debe reducirse para tener en cuenta la deformación lateral permitida del muro. La selección de una deformación lateral máxima aceptable debe tener en cuenta el efecto que esa deformación tiene sobre la estabilidad del muro bajo consideración, el nivel deseado de desempeño sísmico, y el efecto que esa deformación pudiese tener sobre cualquier red de servicios públicos o estructura soportada por el muro. Donde el muro sea capaz de desplazarse de 25 mm a 50 mm o más durante el evento sísmico de diseño, ***Kh*** puede reducirse hasta 0 $0.5K_{h0}$ sin llevar a cabo un análisis de deformaciones usando el método de Newmark

As = coeficiente de aceleración sísmica pico efectiva del terreno modificado por un factor de sitio debido a periodo corto (11.6.5) (C11.8.6) (11.10.7.1)

	M2	**As** = Fpga*PGA (3.10.4.2-2)	**As** =	0.28
32		**As** = la aceleración pico del terreno en la superficie ajustada para el sitio (#ral 11.6.5.3 — Cálculo de las presiones sísmicas activas del suelo)	**As** =	0.28
		Kh = coeficiente de empuje activo horizontal por sismo	**Kh** = As/2	**0.14**
33		**Kh** = coeficiente de empuje activo horizontal por sismo a usar en cálculos	**Kh** a usar	0.14

	Kv = coeficiente de empuje activo vertical por sismo, A11.3.2 — Modificación del Método de Mononabe-Okabe para Considerar la Cohesión. Recomienda asumir Kv=0	**Kv** =	0
	$K1=\cos^2(\phi-\theta-\beta)/(\cos\theta.\cos^2\beta.\cos\rho)$	K1=	1.00
	$\text{sen}(\phi-\theta-i)$		0.000
	$K2=[1+\text{raíz}\{(\text{sen}(\phi+\delta)*\text{sen}(\phi-\theta-i)/(\cos\rho * \cos(i-\beta)\}]^2$ para el δ del muro (no del vástago)	K2=	1.00
	Kae=K1/K1 CALCULADO	*Kae=*	*0.997*
34	Kae a usar en cálculos (especificado en estudio de suelos)	*Kae=*	*0.778*
35		**pag estudio suelos →**	***53***

			MURO con lleno		Vástago	
			(°) **grados**	**(rad)**	**(rad)**	
	ϕ = Angulo de fricción interno del suelo del lleno detrás del muro	**ϕ**	28	0.49	0.49	
	fricción interno entre el suelo del lleno sobre el talón y el lleno detrás del talón para estimar en ángulo de fricción entre ambos	**fϕδ**	2/3			
	δ = ϕ*fϕδ (ángulo de fricción entre superficie de suelo y el muro cuando tiene talón)	**δ**	18.7	0.33		
	δ = ϕ*fϕδ para vástagos (ángulo de fricción entre superficie de suelo y el concreto del muro cuando NO tiene talón	**δ** (muro L sin talón)	10.0		0.17	
	δ =	**δ cálculo**	18.7	0.33	0.17	
	β = inclinación del lleno en el respaldo del muro respecto a eje horizontal	**β**	24.90	0.435	0.43	
m4	**θ** = inclinación del respaldo del muro respecto a eje vertical	**θ**	0.00	0.000	0.00	0.00
	Ψ = θMO = $\tan^{-1}(Kh/(1-Kv))$	**Ψ = θMO**	7.97	0.139	0.14	
		ϕ - β =	3.10	0.05	0.05	
	Ψ ≤ ϕ - β verificación de la condición	**Ψ ≤ (ϕ-β)**	NO CUMPLE MONONOBE OKABE	NO CUMPLE MONONOBE OKABE	NO CUMPLE MONONOBE OKABE	
		ρ1 = δ + Ψ + θ	26.6	0.46	0.31	
		ρ2 = ϕ - Ψ - β	-4.9	-0.08	-0.08	
		ρ3 = ϕ - Ψ -θ	20.0	0.35	0.35	

$\phi-\beta \geq \psi,$

$\gamma = \gamma_d,$

$\psi = \tan^{-1}\left[\frac{k_h}{(1-k_v)}\right].$

	MURO con lleno	Vástago
cos (ρ1 = δ + Ψ + θ)	0.894	0.951
seno (ρ2 = ϕ - Ψ - β)	-0.085	-0.085
cos² (ρ3 = ϕ - Ψ -θ) =	0.883	0.883
cos² (θ) =	1.000	1.000

seno (ϕ + δ) =	0.727	0.616
cos (β - θ) =	0.907	0.907
K3 = seno (ϕ + δ) * seno (ρ2 = δ - Ψ - β)	-0.062	-0.052
K4 = cos (ρ1 = δ + Ψ + θ)*cos (β - θ) =	0.811	0.863
K2 = [1+raiz(K3/K4)]² = (1 + raíz{seno (ϕ + δ)*seno (ρ2) / [cos (ρ1)*cos (β - θ)]})²=	#¡NUM!	#¡NUM!
K5 = cos (Ψ) * cos² (θ) * cos (ρ1 = δ + Ψ + θ)	0.885	0.942
K1= cos² (ρ3) / K5 = cos² (ϕ - Ψ -θ) /[cos (Ψ) * cos² (θ) * cos (ρ1 = δ + Ψ + θ)]=	0.997	0.937

M3

36

K1= cos² (ρ3) / K5 = cos² (φ - Ψ -θ) /[cos (Ψ) * cos² (θ) * cos (ρ1 = δ + Ψ + θ)] K2 = [1+raiz(K3/K4)]² = (1 + raíz{seno (φ + δ)*seno (ρ2) / [cos (ρ1)*cos (β - θ)]})²	MURO con lleno	Vástago
Kae = K1 / K2 = calculado	#¡NUM!	#¡NUM!
Kae = K1 / K2 = a usar dependiendo de recomendación de estudio de suelos	0.778	0.778
pag estudio suelos →	53	53
MURO CON LLENO →Kae-horizontal = Kae*cos (δ) =	0.737	
MURO CON LLENO → Kae-vertical = Kae*seno (δ) =	0.249	
VÁSTAGO → Kae-horizontal = Kae*cos (δ+θ)		0.766
VÁSTAGO → Kae-vertical = Kae*seno (δ+θ)		0.135

donde el **coeficiente dinámico de presión de suelo activo**, K_{AE}, esta dado por:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\psi)}{\cos\psi\cos^2\theta\cos(\delta+\theta+\psi)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\delta+\phi)\sin(\phi-\beta-\psi)}{\cos(\delta+\theta+\psi)\cos(\beta-\theta)}}\right]^2},$$

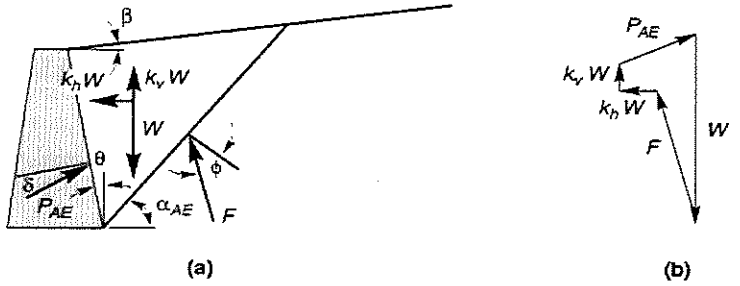


Figura 3: (a) Fuerzas actuando en la cuña activa en el análisis de Mononobe-Okabe. (b) Polígono de fuerzas ilustrando el equilibrio de fuerzas actuando sobre la cuña.

6 CARATERISTICAS DE LOS MATERIALES DEL MURO EN CONCRETO

	2.4	γ_c (t/m³)	Peso especifico del concreto
37	280	**f'c** (kg/cm²)	Resistencia a compresión del concreto
	4200	**fy** (kg/cm²)	Resistencia a fluencia del acero

7 CARGAS VERTICALES (PESOS) E INERCIAS Y SUS CORRESPONDIENTES MOMENTOS

Fi =Ai*Yi: Peso o Fuerza vertical, todas son estabilizadoras con respecto al pto (a) inicio de la cara inferior de la puntera de la zarpa

dih = Brazo horizontal al Pto (a = extremo delantero o inicio de la puntera de la zarpa cara inferior)

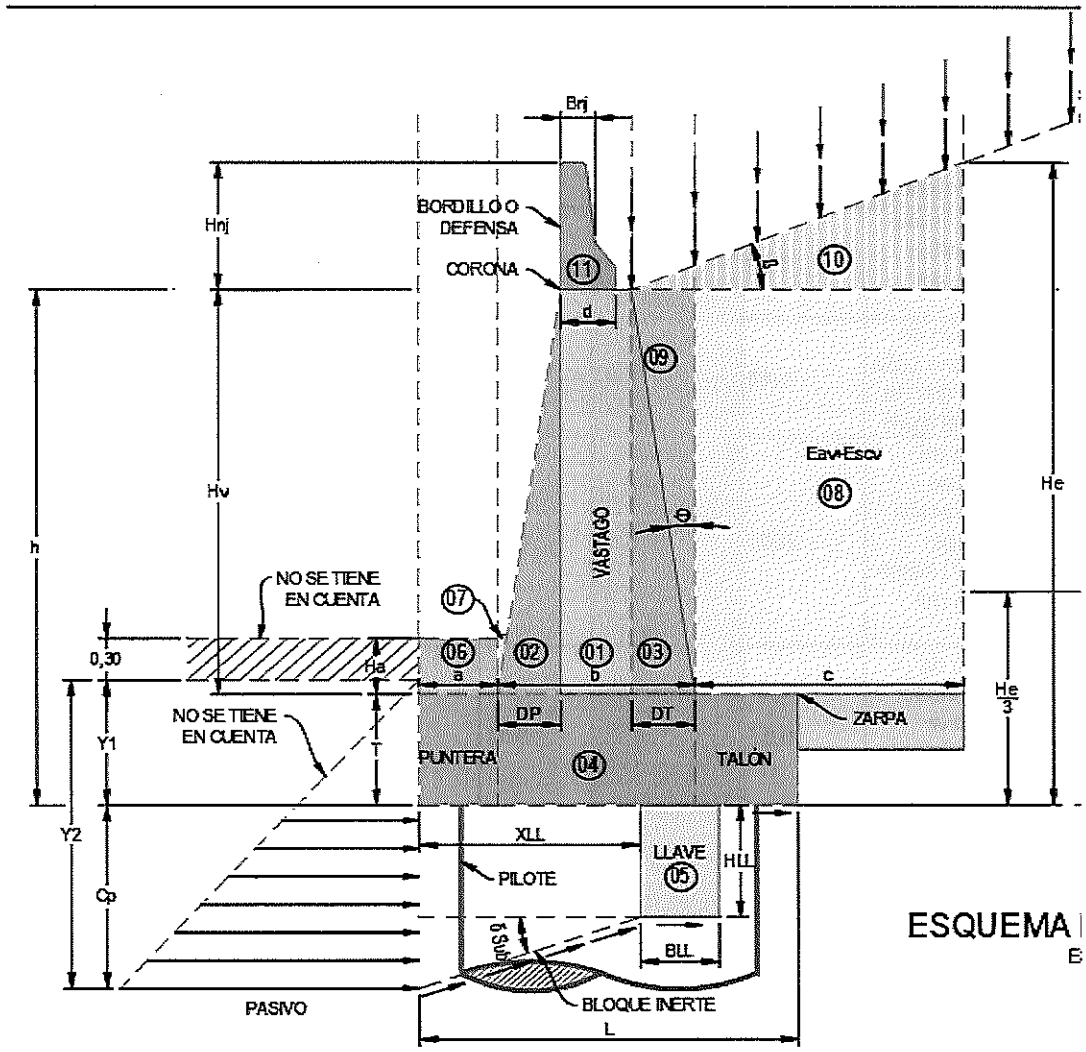
Mie= Fi*dih = Momento x cargas verticales estabilizadoras

div = Brazo vertical al Pto (a = medida desde la cara inferior de puntera)

Mis = Fi*div = Momento x cargas horizontales (sismo)

	FUERZAS VERTICALES (xml de muro)			PESOS	MTOS X PESOS		MTOS INERCIAS (SISMO)	
Fig.	Localización	Ai = Área (m²)/ml	Peso unitario Yi (t/m³)	**Fi** = Ai*Yi (t/ml)	dih (m)	**Mie** = Fi*dih (t*m/ml)	**div** (m)	**Mis** = Fi*div (t*m/ml)
1	Rectángulo vástago	0.78	2.40	1.87	2.25	4.21	1.7	3.182
2	Triángulo delantero vástago	0.13	2.40	0.31	2.07	0.64	1.27	0.395
3	Triángulo trasero vástago (trasdós)	0.00	2.40	0.00	2.40	0.00	1.27	0.000

	4	Rectángulo zarpa (incluye Ct si existe)	1.18	2.40	2.83	1.48	4.18	0.2	0.566
	5	Rectángulo llave bajo zarpa	0.24	2.40	0.58	2.05	1.18	-0.3	-0.173
38	*6*	Rectángulo suelo sobre puntera (a)	1.00	1.80	1.80	1.00	1.80	0.65	1.170
	7	Triángulo suelo sobre chaflan delantero del vástago	0.00	1.80	0.01	2.01	0.017	0.733333	0.006
	8	Rectángulo de suelo sobre talón (c) hasta (Hv) la corona del muro	1.43	1.80	2.57	2.68	6.89	1.7	4.376
	9	Triángulo de suelo sobre chaflan trasero del vástago (base=ΔT) hasta la corona del muro	0.00	1.80	0.00	2.40	0.00	2.133333	0.000
	10	Triángulo de talud inclinado (β) desde la corona hasta la proyección vertical del talón	0.07	1.80	0.13	2.77	0.35	3.09	0.390
38		Resta de figura para corregir que el triangulo real del talud inclinado es (Ω) y que empeza a una distancia B1	-0.05	1.80	-0.10	2.74	-0.27	3.04	-0.299
	11	Barrera o bordillo sobre corona	0.00	2.40	0.00	2.10	0.00	3.00	0.000
	12	Tramo del talón, después de la viga cabezal para el caso del muro sobre pilotes, que sobresalga el talón	0	2.40	0.00	2.95	0.00	0.40	0.000
		∑ =			10.00	1.90	19.00	0.96	9.61
	Fig.	Localización	Ai = Área (m²)/ml	Peso unitario Yi (t/m³)	Fi = Ai*Yi (t/ml)	dih (m)	Mie= Fi*dih (t*m/ml)	div (m)	Mis= Fi*div (t*m/ml)
		FUERZAS VERTICALES (xml de muro)			**PESOS**			**INERCIAS (SISMO)**	



7.1	Combinaciones de cargas y solicitaciones últimas por el peso del muro (verticales e inerciales para caso de sismo)

M9 **Solicitaciones de servicio por masas del muro**

∑ elementos	Fi: Pesos = masa x gravedad (t)	Mie: Mto estabilizador x el peso muro (t.m)	Mis: Mto inerciales fza sísmica (t.m)
DC: concreto	5.59	10.21	3.97
EV: suelo	4.51	9.05	5.94
∑ =	10.10	19.27	9.91

fmc = Factores de mayoración para DC=Pesos concreto
fms = Factores de mayoración EV= pesos suelo

Fiu = Peso o Fuerza vertical última
Mieu = Fiu*dih = Momento último x pesos estabilizadores
Misu = Fiu*div = Momento último x sismo (actuando sobre 100% de la masa)
Misu posteriormente se debe afectar por Kh = coeficiente de aceleración horizontal

Descripción	combinación	fmc	fms	Fiu (t)	Mieu (t.m)	Misu (t.m)
peso max (soporte fundación)	1.25DC+1.35EV	1.25	**1.35**	13.08	24.99	
peso mín. (deslizamiento)	0.90DC+1.00EV	0.9	**1**	9.54	18.25	
Peso max (soporte fundación)	1.50DC+1.35EV	1.5	**1.35**	14.48	27.54	
evento extremo	1.00DC+1.00EV	1	**1**	10.10	19.27	9.91
			Factor entre peso mín. y peso máx. →	73%		

8 *FUERZAS Y MOMENTOS POR EMPUJES*

			radianes	grados
	δ inclinado = Ángulo de fricción con la perpendicular a la cara trasera del muro, da la inclinación de la fuerza del empuje activo en el muro	δ =	0.326	18.7
	δ horizontal = 0, tomando en forma conservadora la fuerza horizontal sin inclinación	δ = 0	0.000	0.00
39	**δEa cálculo horizontal** = Seleccionar el ángulo con la horizontal, de la inclinación de la fuerza correspondiente al empuje activo en el muro	δ_{Ea} cálculo	0.326	18.7
	Nota: si la dimensión (c) del talón, es menor a 0.30 m se condiera δ inclinado = Ángulo de fricción concreto suelo δ = ϕ/3+θ, para C > 0.30 m δ = ϕ(2/3), es un criterio personal, ya que con una dimensión pequeña de (C) podría resultar liberal usar ϕ(2/3) en vez de (ϕ/3+θ)			

8.1 Alturas equivalentes de suelo por sobre cargas en el suelo detrás del muro

Cohesión C del suelo que empuja al muro (t/m²) =	0
Peso unitario del suelo que empuja al muro γs (t/m³) =	1.80

ESV: (Earth Surcharge Vertical) carga vertical muerta como espesor equivalente de suelo, para evaluar la **sobrecarga permanente** (como una edificación arriba del muro)

40	M6	h_{SC} (m)=	**0.00**	Altura equivalente en suelo por otra **sobrecarga viva** según norma CCP-14, tabla 3.11.6.4-2

Tabla 3.11.6.4-2 — Alturas equivalentes de suelo para carga vehicular sobre muros de contención paralelos al tráfico

Altura del Muro de Contención (mm)	h_{eq} (m) Distancia desde el respaldo del muro al borde del tráfico	
	0.0 mm	300 mm o más
1500	1500	600
3000	1000	600
≥ 6000	600	600

8.2	Coeficientes empujes activos estáticos

			Radianes	Grados
M5	δ_{Ea} cálculo horizontal = Seleccionar el ángulo con la horizontal, de la inclinación de la fuerza correspondiente al empuje activo en el muro	δ_{Ea} = δ + θ: cálculo	0.326	18.7

Coeficiente de Empuje activo Ka(i) en MURO		Ka	Kah = Ka*cos(δ_{Ea})	Kav = Ka*sin(δ_{Ea})
	Ka(i)	0.518	0.490	0.166

Ka coeficiente empuje activo (para cálculos)

Kah componente horizontal de empuje (desestabilizadora)

Kav componente vertical de empuje (estabilizadora)

8.3	Alturas de suelo equivalentes por sobrecargas

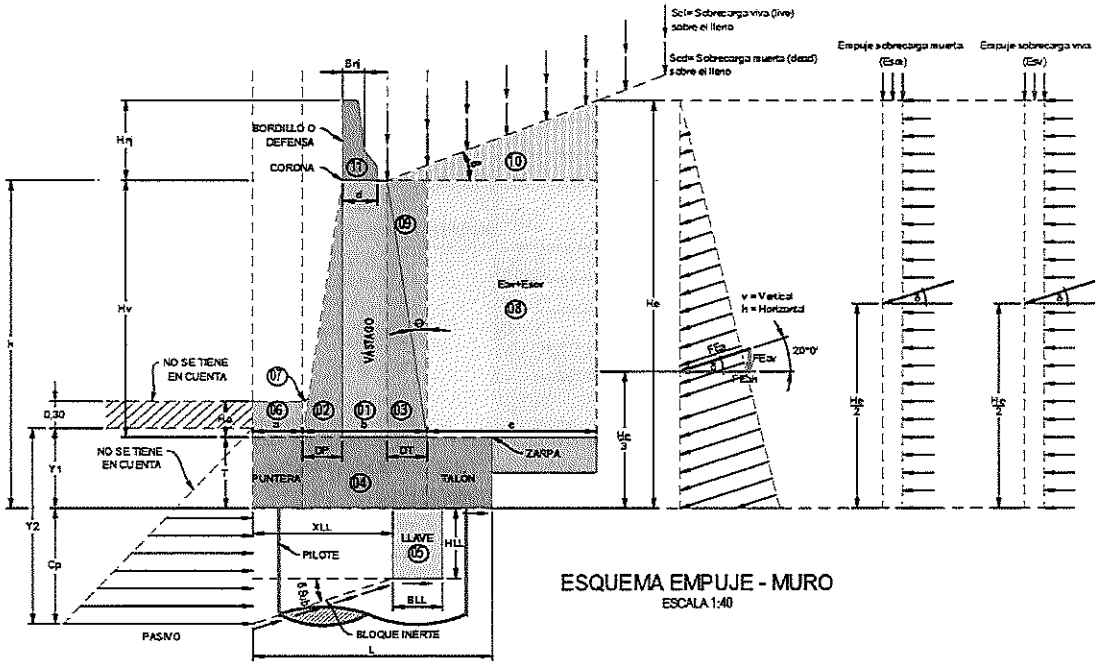
		Tipo de carga		
		ESV muerta	LSV viva	Ea
M10	**Heqv (m):** Altura de lleno equivalente para tipo de carga →	**0.00**	**0.00**	3.13
	Peso unit suelo γs (t/m³) →	1.80	1.80	1.80
	σv carga vertical (t/m²) →	**0.00**	0.00	5.63

σv = Presión vertical (en el extremo inferior del talón) **σv** = γs . Heqv

41

8.4 Fuerzas y momentos por empujes activos estáticos

M11	Fza y Mtos estáticos de servicio		Dirección del empuje en el muro				
	Descripción	Tipo de carga	Ea inclinado	Ea-hor	Ea-vert	Ea chequeo	
	Presiones máximas (base) x empuje (sin cohesión) (t/m²)	ESV (t/m²)	0.000	0.000	0.000	0.000	ESV = Sobrecarga Muerta
		LSV (t/m²)	0.000	0.000	0.000	0.000	LSV = Sobrecarga Viva
		Ea (t/m²)	2.912	2.759	0.932	2.912	Ea = Empuje activo
	Fuerzas empuje (Incluyendo la cohesión)	ESV (t/m)	-	-	-	0.000	
		LSV (t/m)	-	-	-	0.000	
		Ea (t/m)	4.550	4.310	1.456	4.550	
	Brazos vertical (respecto extremo inferior de puntera)	ESV (m)		1.56	2.95		
		LSV (m)		1.56	2.95		
		Ea (m)		1.04	2.95	Σ	
	Mtos (+) estabilizador y (-) desestabilizador)	ESV (t*m/ml)		-	-	-	
		LSV (t*m/ml)		-	-	-	
		Ea (t*m/ml)		- 4.49	4.30	- 0.194	
	Empuje activo horizontal: Eah = γ.Kah.He²/2-2.C.He*(Kah)^0.5						



ESQUEMA EMPUJE - MURO
ESCALA 1:40

8.5	Fuerzas y momentos por empujes activos dinámicos (sismo evaluado por el método de estadós límites)

Nota: La presión máxima del empuje y la fuerza concentrada por sismo se supone triangular, pero para evaluar el momento por sismo se introduce el dato del brazo de concentración de la fuerza horizontal medida desde la cara inferior de la zarpa (como % de la altura He), esto equivale a una distribución trapezoidal del efecto por sismo

NOTA: Cálculos para un metro lineal (ml) de muro

0.326	δ_{Ea} (rad) cálculo = ángulo con la horizontal, de la inclinación de la fuerza correspondiente al empuje activo en el muro
1.80	γs (t/m³) Peso unitario del suelo que empuja al muro

M12	Altura de lleno (h) para tipo de carga →		Tipo de carga: Esm = Sobrecarga Muerta	s: sismo solo	Ea = empuje activo
	h eqv en suelo para Esm	**h** (m) =	0.00	3.13	3.13

Fza y Mtos por sismo		**Componente del empuje**		
Descripción	**Tipo de carga**	**Ea-hor**	**Ea-vert**	
Coef empuje activo Ka		0.49	0.17	
coef Mononobe-Okabe Kae		0.74	0.25	
coef sismo Ks = Kae - Ka		0.25	0.08	Diag. presión horiz
Presión horizontal máximas (t/m²)	Esm sismo	0.00	0.00	rectangul
	s: sismo	1.39	0.47	triangular
	Ea	2.76	0.93	triangular
Fuerza horizontal (t/m)	Esm sismo	0.00	0.00	
	s: sismo	2.17	0.73	
	Ea	4.31	1.46	
	∑s+Ea	**6.478**	**2.189**	
Brazos (respecto extremo inferior de puntera)	Esm sismo	1.56	2.95	
	s: sismo	1.25	2.95	
	Ea	1.04	2.95	
Mtos (t*m/ml)	Esm sismo	0.00	0.00	0.00
	s: sismo	-2.71	2.16	
	Ea	-4.49	4.30	
	∑s+Ea	-7.20	6.46	-0.74

			Selección	Cálculo
42	M7	***φ Hv*** = Fracción que afecta la altura (h) del vástago para establecer la posición componente fza sismo desde la base. Distancia vertical del centroide de la forma geométrica del empuje, el valor máx. es 2/3=0.66 equivale a triangulo con base superior, 0.33 daría un triángulo con base inferior, 0.5 es rectángulo y valores intermedio son trapecios) →	40%	40%
		Fracción de la altura del muro donde donde se ubica verticalmente el BRAZO para el caso Fza x sismo (desde cara inferior de zarpa) según CCP-14 comentarios debe estar entre 0.40 y 0.50 de He, pero se toma entre 0.33 y 0.5 de He, debido a que la norma también permite que la distribución por sismo sea triangular lo que implica que el centroide de las presiones sísmicas estaría a 0.33He	36%	**OK CUMPLE resultante entre 0.33H y 0.5H**

La práctica pasada para localizar la resultante de las presiones estática y dinámica del suelo para la estabilidad externa del muro ha sido suponer una distribución uniforme de la presión lateral del suelo para los esfuerzos combinados estáticas más las sísmicas o, si las componentes estáticas y sísmicas de la presión del suelo se tratan por separado, se ha usado un trapezoide invertido para la componente sísmico, con la fuerza sísmica localizada a $0.6h$ por encima de la base del muro, y combinando esa fuerza con la distribucion estática normal de la presión del suelo (Seed y Whitman, 1970). Investigaciones más recientes indican que la localización de la resultante de la presión total del suelo (estática más sísmica) debe localizarse a $h/3$ por encima de la base del muro (Clough y Fragaszy, 1977; Al Atik y Sitar, 2010; Bray et al., 2010; y Lew et al., 2010a y b). Ver en el Apendice A11 una discusión adicional sobre este asunto. Como mínimo, la resultante combinada de la presión activa y sísmica del suelo (es decir, P_{AE}) debe localizarse no más abajo, con relación a la base del muro, que la resultante de la presión estática del suelo. Sin embargo, puede considerarse una localización ligeramente superior de la resultante combinada estática y sísmica (por ejemplo de $0.4h$ a $0.5h$), ya que hay evidencia limitada de que la resultante pueda estar más arriba, especialmente par muros en los cuales el impacto de la falla sea relativamente alto.

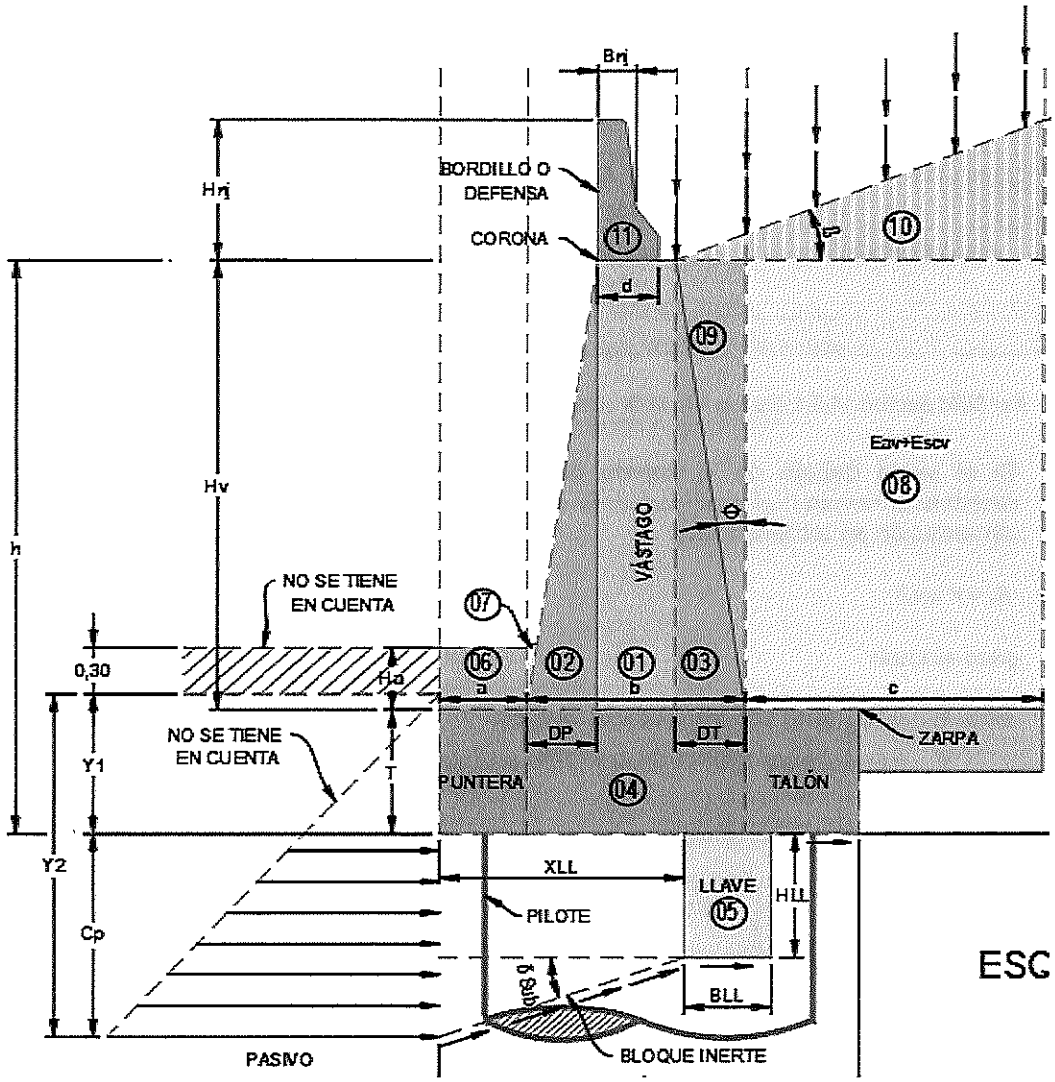
8.6 Solicitaciones por la inercia de muro (sismo en el muro)

Kh=coeficiente de empuje activo horizontal por sismo	Kh=(A/2)	0.14
Fv = Peso total del muro (incluye suelo sobre talón)	Fv (t/ml)	10.10
Eim: Fuerza horizontal inercial del muro (incluye suelo)	**Eim (t/ml)**	1.414
Mim: Momento volcador por fuerza inercial del muro (activada por sismo)	**Mim (t.m/ml)**	-1.388

9 CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD Y LAS PRESIONES SOBRE EL SUELO

9.1 Parámetros para determinar el coeficiente de fricción bajo la zarpa y el empuje pasivo de la llave, para control del deslizamiento

	Peso unitario suelo bajo la zarpa Υs (t/m³) =	1.80	
		Grados	radianes
	Ángulo fricción interno del suelo de apoyo de la zarpa ϕf(°)	28	0.49
	Factor para estimación del ángulo de fricción entre suelo y zarpa del muro (ver ROM 05-05) **$f_{\phi\delta}$ =**	2/3	
	Ángulo fricción entre suelo y zarpa del muro $\delta f = \phi * f_{\phi\delta}$ (°)	18.67	0.33
43	**selección del ángulo fricción entre suelo de fundación y zarpa del muro para usar en cálculos δf**	18.67	0.33
	coeficiente de empuje pasivo **Kp = (1 + sen ϕf) / (1 - sen ϕf)**	2.77	**pag estudio suelos ↓**
44	coeficiente de empuje pasivo **Kp a usar en cálculo según estudio de suelos**	2.78	***53***



	Coef fricción suelo de fundación / zarpa del muro μ = tan(δf)	0.34			
	Coef fricción suelo/muro m μ = tan(ϕf) se permite usar SI la zarpa se hormigona directamente contra el suelo de cimentación la norma CCP-14 (11.6.3.6 y 10.6.3.4)	0.53			
45	fμ: factor de disminución del Coef fricción suelo/muro, ejemplo fμ = 0.20*tan(ϕf) para muros prefabricados (ec 10.6.3.4-2)	0			
	Coef fricción suelo/muro μ = tan(ϕf) - fμ	0.53			
46	μ-cálculo = Coef fricción suelo de fundación /zarpa del muro a usar en cálculos	0.40	Pag estudio suelos →	53	
	HLL (m) = altura (de la sección) de la llave bajo zarpa	0.60			
	XLL (m) = distancia desde la inicio voladizo delantero (puntera o pie) hasta la llave bajo zarpa	1.85			

	Cp (m) = Profundidad del bloque inerte del suelo (m), debajo de la puntera de la zarpa (para el caso de garantizar desarrollo del empuje pasivo) = HLL+XLL*tan (δf subrasante)	1.22	
	Cp (m) = Profundidad del bloque inerte del suelo, debajo de la puntera de la zarpa (para el caso de NO garantizar desarrollo del empuje pasivo)	0	
47	Cp (m) usada en cálculos = Selección de Profundidad del bloque inerte del suelo, debajo de la puntera de la zarpa	1.22	
	Profundidad de suelo delante del muro a descartar para aporte del empuje pasivo (1 pie=0.30 m)	0.3	
48	seleccionar la profundidad de suelo delante del muro a descartar para aporte del empuje pasivo, generalmente es 0.30 m	0	0.3

Per BDM Section 11.5.1, the top 1 ft. of fill at the toe shall be ignored for all design cases.

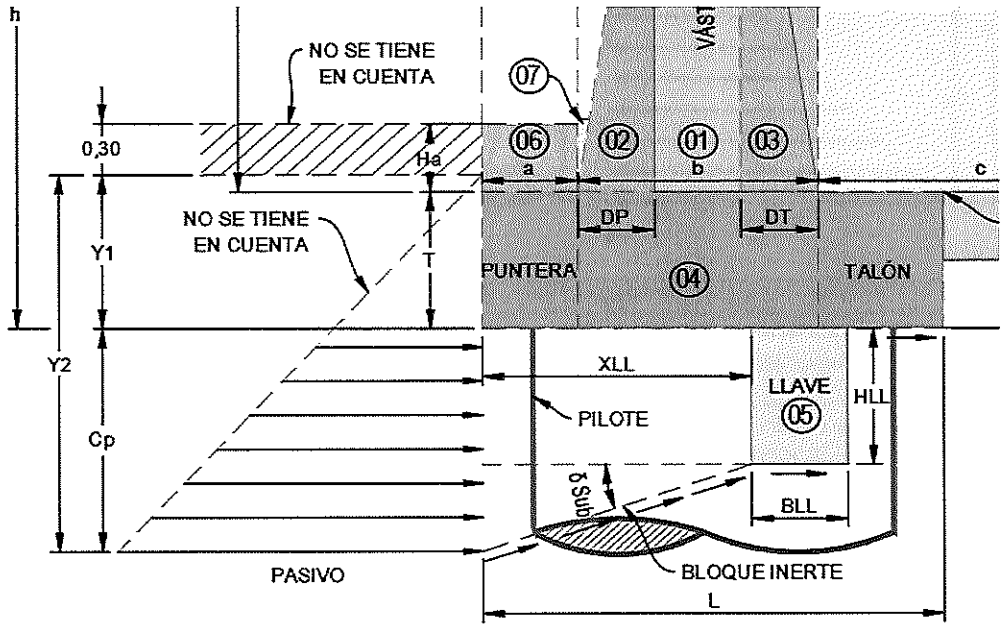
Si el suelo debajo de la zapata es no cohesivo, la resistencia nominal al deslizamiento entre el suelo y la cimentación se tomará como:

$$R_r = V \tan\delta \qquad (10.6.3.4\text{-}2)$$

para el cual:

$\tan\delta$ = $\tan\phi_f$ para concreto contra el suelo

= $0.8\tan\phi$ para zapata de concreto prefabricado



Peso unitario suelo bajo la zarpa Ys (t/m³) =	1.80			Fza del Empuje pasivo (t/ml)	
coeficiente de empuje pasivo Kp = (1 + sen φf) / (1 - sen φf)	2.78		Yi (m): Profundidades	Fpi: Fza Triang	chequeo Fza trapecio
Y1 = Profundidad de suelo delante del muro para el empuje pasivo Ha + Tf -0.3, cuya contribución se descarta para control de deslizamiento			0.90	2.03	5.52
Y2 = Y1 + Cp : Profundidad de suelo hasta la cual se considera el empuje pasivo en el bloque inerte del suelo, delante de la puntera del muro			2.12	11.30	3.75
Ep = Empuje pasivo, el 100% esta actuando desde la cara inferior de la zarpa hasta profundidad del bloque inerte				**9.271**	9.271

Fpi: Fza triangular pasiva = 0.5*Kp*Ys*(Yi²)

9.2	Combinaciones de carga

	EQ: Earth Quake que presenta las dos siguientes combinaciones
50%	**% de afectación (según norma CCP-14) para la simultaneidad de efectos sísmicos entre la fuerza inercial del muro y el empuje dinámico**
	Caso a: EQ = 1.0*Empuje dinámico (cuña del suelo detrás del muro)+ 0.50*Fza horizontal Inercial del muro que incluye suelo sobre el talón y la puntera
	Caso b: EQ= Máximo (0.50* Empuje dinámico o 1.0*Empuje Estático) + 1.0*(Fza horizontal Inercial del muro)

SIGLAS DE LA NORMA

EL = Estado Límite

EE = Evento Extremo

R = Resistencia

I = carga vertical I(a) Máxima I(b) Mínima

DC: (Dead Concrete) Peso propio del concreto

EV: (Earth Vertical) Peso del suelo sobre el muro (zarpa)

EH: (Earth Pressure incluye las componentes Horizontal y Vertical del empuje)

ESV: (Earth Surcharge Vertical) **carga vertical** como espesor equivalente de suelo, para evaluar la **sobrecarga permanente** (como una edificación arriba del muro)

ESH: (Earth Surcharge Horizontal) efecto (empuje) Horizontal por **ESV.** **ESH = Ka*ESV**

LSV: (Live Surcharge Vertical) carga vertical como espesor equivalente de suelo, para evaluar la sobrecarga viva (camión)

LSH: (Live Surcharge Horizontal) efecto (empuje) Horizontal por **LSV.** **LSH = Ka*LSV**

RESISTENCIA I: Combinaciones cargas estáticas (pesos con empujes estáticos)		para:
(1) EL-R-Ia1	(1.25DC+1.35EV+1.50EH+1.50ESH)	σ máx.
(2) EL-R-Ia2	(1.25DC+1.35EV+1.50EH+1.50ESH)+1.75LSH	σ máx.
(3) EL-R-Ia3	(1.25DC+1.35EV+1.50EH+1.50ESH)+1.50ESV+1.75LSH+1.75LSV	σ máx.
(4) EL-R-Ib1	(0.90DC+1.00EV+1.50EH+1.50ESH)	Exc-Desliz
(5) EL-R-Ib2	(0.90DC+1.00EV+1.50EH+1.50ESH)+1.75LSH	Exc-Desliz
(6) EL-R-Ib3	(0.90DC+1.00EV+1.50EH+1.50ESH)+1.50ESV+1.75LSH+1.75LSV	σ máx.
(7) EL-R-IV	1.50DC+1.35EV+1.50EH+1.50ESH+1.50ESV	σ máx.
EVENTO EXTREMO: Combinaciones para sismo (pesos con empujes dinámicos e inerci		para:
(8) EL-EE-Ia1	1.00DC+1.00EV+1.00EQ	Todo
(9) EL-EE-Ia2	1.00DC+1.00EV+1.00EQ+1.00ESH	Todo
(10) EL-EE-Ib1	1.00DC+1.00EV+1.00EQ	Todo
(11) EL-EE-Ib2	1.00DC+1.00EV+1.00EQ+1.00ESH	Todo

2.95	**L (m)** = a+b+c: Longitud de la fundación

9.3	Combinaciones de cargas y solicitaciones últimas por el peso del muro (verticales e inerciales para caso de sismo) **es igual al numeral 6.1**

M13	Descripción	combinación	fmc	fms	Fiu (t)	Mieu (t.m)	Misu (t.m)
	peso max (soporte fundación)	1.25DC+1.35EV	1.25	1.35	13.08	24.99	
	peso mín. (deslizamiento)	0.90DC+1.00EV	0.9	1	9.54	18.25	
	Peso max (soporte fundación	1.50DC+1.35EV	1.5	1.35	14.48	27.54	
	evento extremo	1.00DC+1.00EV	1	1	10.10	19.27	9.91

9.4	Factores de mayoración para empujes y sobrecargas como alturas equivalentes de suelo sobre el lleno

M14	Tipo de CARGA	carga (t/m)	Factor mayoración	carga mayorada (t/m)
	ESV: sobrecarga muerta (permanente)	-	1.50	-
	ESH: empujes de suelo	1.456	1.50	2.18
	LSV: sobrecarga viva	-	1.75	-

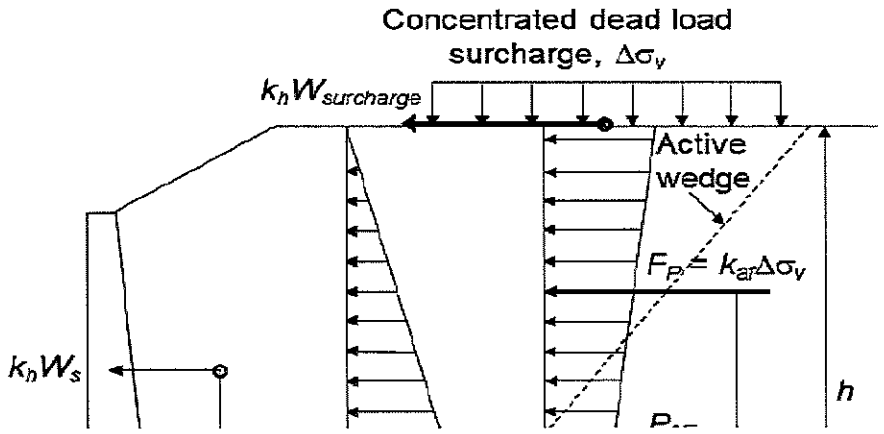
9.5	RESISTENCIA 1 - Combinaciones para verificar excentricidad y presiones máximas

	POSICION DE RESULTANTE	RESISTENCIA 1 CASO DE COMBINACIÓN DE CARGA						
IV ↓	DESCRIPCIÓN	(1) EL-R-Ia1	(2) EL-R-Ia2	(3) EL-R-Ia3	(4) EL-R-Ib1	(5) EL-R-Ib2	(6) EL-R-Ib3	(7) EL-R-IV
11.7	Carga vertical última (Ppio+Ea vert) (t/ml)	15.26	15.26	15.26	11.73	11.73	11.73	16.66
	Mto estabil. Último (t.m/ml)	24.99	24.99	24.99	18.25	18.25	18.25	27.54
	Eah-u = Empuje activo último (t/ml)	6.47	6.47	6.47	6.47	6.47	6.47	6.47
	Mto: Mto volcador último menos Mto estabilizador ult (t.m/ml)	- 0.29	- 0.29	- 0.29	- 0.29	- 0.29	- 0.29	- 0.29
	Xcg (desde la puntera) (m)	1.62	1.62	1.62	1.53	1.53	1.53	1.64
Max. RI-IV ↓	Exc = abs(L/2-Xcg) (m)	0.14	0.14	0.14	0.06	0.06	0.06	0.16
2.68	Mto últ en cabeza pilote (t*m/ml)	2.19	2.19	2.19	0.66	0.66	0.66	2.68
	La = L-2*Exc = longitud de reacción en zarpa (m)	2.66	2.66	2.66	2.84	2.84	2.84	2.63
M20 REACC SUELO	CHEQUEO: cumple si la posición de la resultante de peso está dentro de la zarpa, caso contrario el muro sería inestable	OK #1, cumple resultante peso esta dentro de la zarpa	OK #1, cumple resultante peso esta dentro de la zarpa	OK #1, cumple resultante peso esta dentro de la zarpa	OK #1, cumple resultante peso esta dentro de la zarpa	OK #1, cumple resultante peso esta dentro de la zarpa	OK #1, cumple resultante peso esta dentro de la zarpa	OK #1, cumple resultante peso esta dentro de la zarpa
	σv (se asume uniforme) último (t/m²)	5.73	5.73	5.73	4.13	4.13	4.13	6.34
	La = (L) o (3*Xcg) longitud de reacción en zarpa (m)	2.95	2.95	2.95	2.95	2.95	2.95	2.95
REACC ROCA	σvpie = σmax último (t/m²)	6.68	6.68	6.68	4.43	4.43	4.43	7.49
	σvtalón = σmin último (o cero) (t/m²)	3.67	3.67	3.67	3.52	3.52	3.52	3.80
REACCIÓN DE	σvpie = σmax último (t/m²)	6.68	6.68	6.68	4.43	4.43	4.43	7.49

CALCULO	**σvtalón = σmin último (o cero) (t/m²)**	3.67	3.67	3.67	3.52	3.52	3.52	3.80

		Tipo de fundación		
	RESISTENCIA 1, CHEQUEOS CALCULO vs NORMA CCP-14	**Suelo**	**Roca**	
	Excentricidad máxima según norma CCP-14; 0.33*L para suelo y 0.45*L para roca	0.98	1.33	
	Excentricidad máxima calculada de los casos de carga	0.16	0.16	
	% Excentricidad máxima (calculada/Norma CCP-14)	16%	12%	
M21	Chequeo excentricidad cálculo vs. CCP14	OK #2, cumple Excent<Excent max	OK #2, cumple Excent<Excent max	**pag estudio suelos ↓**
49	**qRI**: Capacidad del suelo de fundación para estado límite de resistencia I (t/m²)	17	22.1	*52*
M23	**σvpie = σmax último (t/m²)**	**6.34**	7.49	
	% Capacidad suelo / máxima solicitación para resistencia I (t/m²)	37%	34%	
M22	Chequeo **qRI Capacidad del suelo vs Máxima**	OK #3, cumple presion max< capac suelo qRI	OK #3, cumple presion max< capac suelo qRI	

	Resistencia 1	Evento extremo	R1 y EE (mín)
Peso último mínimo para todos los caso de carga (t/ml)	**11.73**	**12.29**	**11.73**



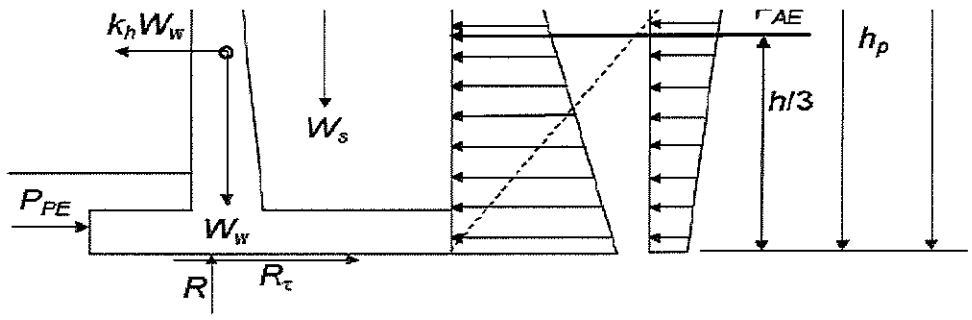


Figure 11.6.5.1-1—Seismic Force Diagram for Gravity Wall External Stability Evaluation

9.6	EVENTO EXTREMO - Combinaciones para verificar excentricidad y presiones máximas

			EVENTO EXTREMO (EE) CASO DE COMBINACIÓN DE CARGA				
	Pu min. EE ↓	DESCRIPCIÓN	(8) EL-EE-Ia1	(9) EL-EE-Ia2	(10) EL-EE-Ib1	(11) EL-EE-Ib2	Pu min. (RI-IV) (EE) ↓
	12.3	Carga vertical última (Ppio+Ea vert) (t/ml)	12.29	12.29	12.29	12.29	11.73
		Mto estabil. Último (t.m/ml)	19.27	19.27	19.27	19.27	
		Eah-u = Empuje activo último (t/ml)	7.19	7.19	5.72	5.72	
		Mto volcador último que involucra la fza vertical (estabilizadora) (t.m/ml)	-1.44	-1.44	-1.76	-1.76	
		Xcg (desde la puntera) (m)	1.45	1.45	1.42	1.42	
	Mu max. EE ↓	Exc =L/2-Xcg (m)	0.02	0.02	0.05	0.05	Mu max. (RI-IV) (EE) ↓
T47	0.62	Mto últ en cabeza pilote (t*m/ml)	0.30	0.30	0.62	0.62	2.68
	REACC SUELO	La = L-2*Exc = longitud de reacción en zarpa (m)	2.90	2.90	2.85	2.85	
		σv (se asume uniforme) último (t/m²)	4.24	4.24	4.31	4.31	
	REACC ROCA	La = (L) o (3*Xcg) según valor Exc (m)	2.95	2.95	2.95	2.95	
		σvpie = σmax último (t/m²)	4.37	4.37	4.59	4.59	
		σvtalón = σmin último (o cero) (t/m²)	3.96	3.96	3.74	3.74	
M20		CHEQUEO si la posición de la resultante de peso está dentro de la zarpa, caso contrario el muro sería inestable	OK#4 resultante peso esta dentro de la zarpa	OK#4 resultante peso esta dentro de la zarpa	OK#4 resultante peso esta dentro de la zarpa	OK#4 resultante peso esta dentro de la zarpa	

	EVENTO EXTREMO, CHEQUEOS CALCULO vs NORMA CCP-14	Tipo de fundación Suelo	Roca
	Excentricidad máxima según norma CCP-14	0.98	1.33
	Excentricidad calculada máxima de los casos de carga	0.05	0.05
	% Excentricidad máxima (calculada/Norma CCP-14)	5%	4%
M21	Chequeo excentricidad cálculo vs. CCP14, OK #5 cumpole Excent<Excent max	OK #5	OK #5
	q_{EEI}: Capacidad del suelo de fundación para estado límite de evento extremo (t/m²) = 1.33*q_{RI}: Capacidad del suelo de fundación para estado límite de resistencia I (t/m²)	22.61	29.393
M24	σvpie = σmax último (t/m²)	4.31	4.59
	% Capacidad suelo / máxima solicitación para resistencia I (t/m²)	19%	16%
M22	Chequeo #6 OK#6, cumple presión max< capac suelo qEEI	OK#6	OK#6

9.7 Parámetros para revisión de condiciones para control del deslizamiento

C = Coeficiente de modificación del factor de fricción al deslizamiento formula 10.6.3.4-2, C=1 muro vaciado sobre el suelo, C=0.8 muro prefabricado	1.00
Coeficiente LRFD de reducción de resistencia a deslizamiento ϕt = ϕdesliz	1.00
ϕEp Coeficiente LRFD de reducción de la capacidad del empuje pasivo en la llave	50%
Factor para estimación del ángulo de fricción δ entre suelo y muro (ver ROM 05-05) fϕδ =	2/3

	(°)	(rad)
Ángulo fricción interno del suelo de apoyo de la zarpa ϕ	28	0.49
Ángulo fricción entre suelo y muro δ = ϕ*fϕδ	18.67	0.33

fμ = valor de disminución del coeficiente de fricción μ	0.00	
Coef fricción suelo/muro μ = tan(δ) - fμ	0.34	
Coef fricción suelo/suelo μ = tan(ϕ)	0.53	pag estudio suelos ↓
50 A USAR EN CÁLCULOS VER ESTUDIO SUELOS Coef fricción suelo/suelo μ = tan(ϕ)	0.40	*53*
X_{LL} (m) = distancia desde la inicio voladizo delantero (pie) hasta la llave bajo zarpa	1.85	
Ep (t/m) = Empuje Pasivo (/ml) de la cuña frente a la llave debajo de la zarpa	9.27	

9.8	Glosario de términos usadas en revisión de condiciones para control del deslizamiento

RR desliz: Resistencia al deslizamiento

R1: Fuerza /ml de la reacción vertical del diagrama de presiones (σv: reacción) del suelo bajo la zarpa en la longitud XLL (de la puntera al inicio de la llave)

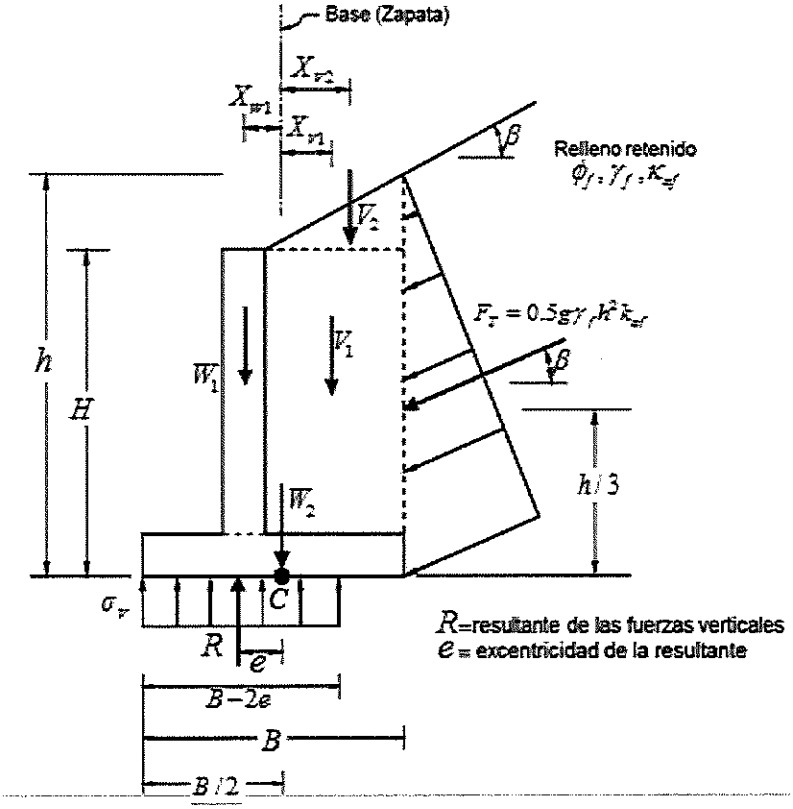
R2: Fuerza /ml de la reacción vertical del diagrama de presiones (σv: reacción) del suelo bajo la llave y hasta terminar el talón a en la longitud XLL (de la puntera al inicio de la llave)

Nota: estos valores de R1 y R2 son para el caso de apoyo en suelo (No en roca) porque el diagrama de reacción (σv constante) es más desfavorable para deslizamiento. Además muros apoyados en suelo es el caso más frecuente.

φt*Rt = Resistencia al deslizamiento en el contacto suelo fundación / Zarpa

$$\phi_\tau R_\tau = C\,R_1\,\mu_{u\,s-s}\cos\delta_{Sub} + C\,R_2\,\mu_u \qquad \text{(Strength Ia)}$$

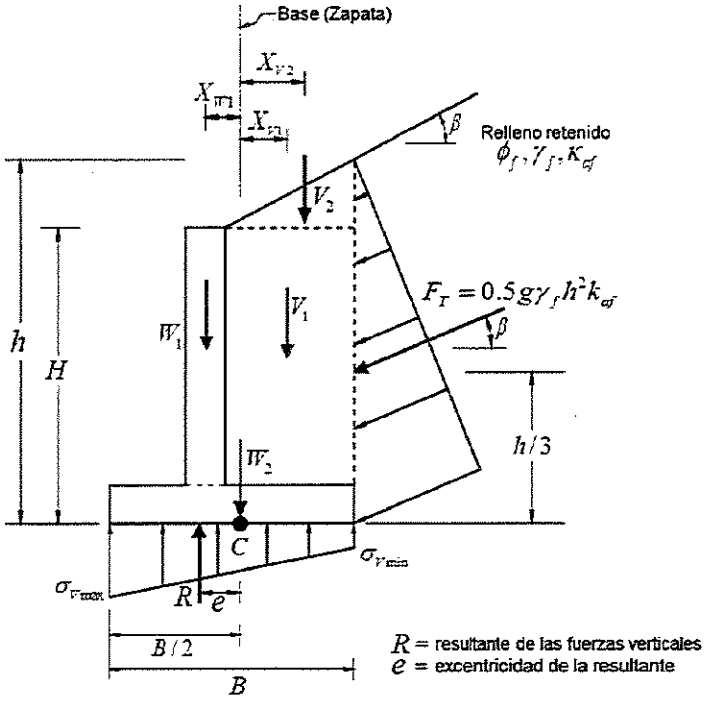
$$\phi_{EE} R_\tau = C\,R_1\,\mu_{u\,EE}\cos\delta_{Sub} + C\,R_2\,\mu_{u\,EE} \qquad \text{(Extreme IIa)}$$



Sumando los momentos respecto al punto C:

$$e = \frac{(F_\tau \cos\beta)h/3 - (F_\tau \sin\beta)B/2 - V_1 X_{v1} - V_2 X_{v2} + W_1 X_{w1}}{V_1 + V_2 + W_1 + W_2 + F_\tau \sin\beta}$$

Figura 11.6.3.2-1 — Criterios para determinar la presión de contacto en muros convencionales cimentados en suelo

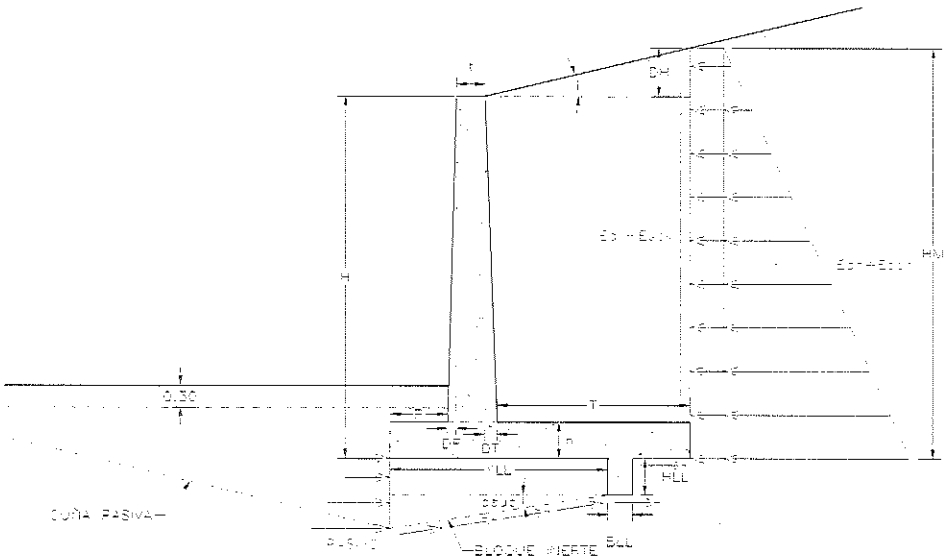


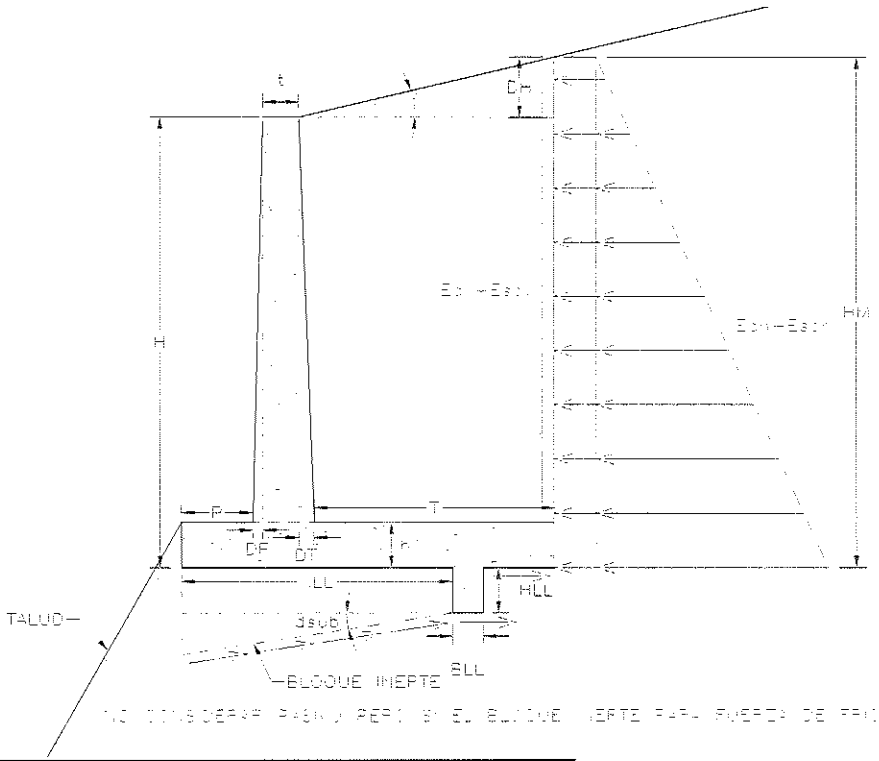
Si $e > B/6, \sigma_{V\min}$ disminuirá hasta cero, y a medida que e se incrementa, se incrementa la porción del talón de la zapata que tiene esfuerzo vertical igual a cero.

Sumando los momentos respecto al punto C:

$$e = \frac{(F_T \cos\beta)h/3 - (F_T \sin\beta)B/2 - V_1 X_{V1} - V_2 X_{V2} + W_1 X_{w1}}{V_1 + V_2 + W_1 + W_2 + F_T \sin\beta}$$

Figura 11.6.3.2-2 — Criterios para determinar la presión de contacto en muros convencionales cimentados en roca





	Condición de análisis	$\mu = \tan(\delta)$ o $\tan(\phi)$
51	**R_R desliz (t/m)**	**0.40**
52	**R1** = reac vert suelo antes de llave **(t/m)**	**0.40**
53	**R2** = reac vert suelo después de llave **(t/m)**	**0.40**
	Por defecto se como Coef fricción suelo/muro $\mu = \tan(\phi)$ - fμ (pero se puede cambiar)	

9.9	RESISTENCIA 1. Cálculos para control del deslizamiento

			RESISTENCIA 1 CASO DE COMBINACIÓN DE CARGA						
	Max. RI-IV ↓	DESCRIPCIÓN	(1) EL-R-Ia1	(2) EL-R-Ia2	(3) EL-R-Ia3	(4) EL-R-Ib1	(5) EL-R-Ib2	(6) EL-R-Ib3	(7) EL-R-IV
T23	6.47	**Eah-u = Empuje activo último (t/ml)**	6.47	6.47	6.47	6.47	6.47	6.47	6.47
		RR desliz (t/ml)	6.10	6.10	6.10	4.69	4.69	4.69	6.66
		Necesita Llave?	SI	SI	SI	SI	SI	SI	NO
		σv = reccion suelo (t/m²)	5.73	5.73	5.73	4.13	4.13	4.13	6.34
		R1 = reac vert suelo antes de llave **(t/m)**	10.60	10.60	10.60	7.64	7.64	7.64	11.73
		R2 = reac vert suelo después de llave **(t/m)**	4.66	4.66	4.66	4.08	4.08	4.08	4.93
		φ t *Rt (t/m)	5.88	5.88	5.88	4.53	4.53	4.53	6.42
		RR desliz (t/m) = ϕt*Rt + (ϕEp =50%)EP	10.52	10.52	10.52	9.17	9.17	9.17	11.05
		RR desliz / Empujes	1.63	1.63	1.63	1.42	1.42	1.42	1.71
M25		**Chequeo si RR>Eau**	OK#7, cumple RR>Eau	OK#7, cumple RR>Eau	OK#7, cumple RR>Eau	OK#7, cumple RR>Eau	OK#7, cumple RR>Eau	OK#7, cumple RR>Eau	OK#7, cumple RR>Eau

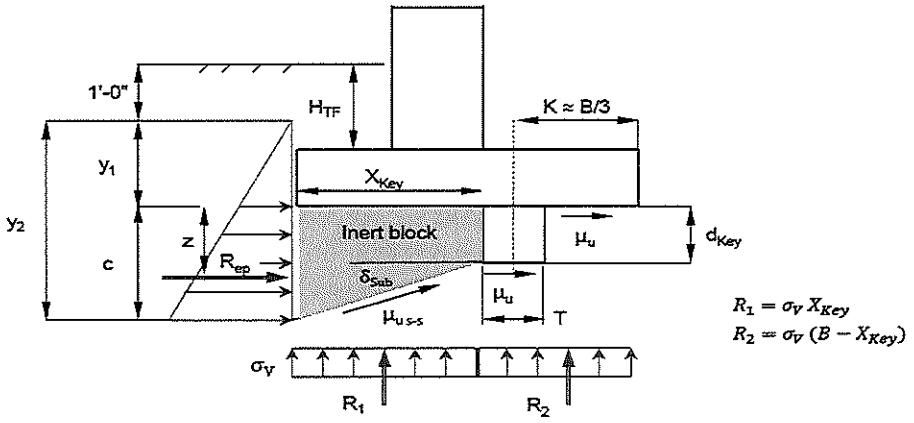


Figure 2 - Shear Key

Shear resistance between soil and foundation: $\phi_\tau R_\tau = C\,R_1\,\mu_{u\,s-s}\cos\delta_{Sub} + C\,R_2\,\mu_u$ (Strength Ia)

$\phi_{EE} R_\tau = C\,R_1\,\mu_{u\,EE}\cos\delta_{Sub} + C\,R_2\,\mu_{u\,EE}$ (Extreme IIa)

$$X = (\Sigma M_V - \Sigma M_H)/\Sigma V \qquad e = \frac{B}{2} - X \qquad \sigma_v = \frac{\Sigma V}{B - 2e}$$

9.10	EVENTO EXTREMO. Cálculos para control del deslizamiento

			EVENTO EXTREMO CASO DE COMBINACIÓN DE CARGA					
	Max. EE ↓	DESCRIPCIÓN	(8) EL-EE-Ia1	(9) EL-EE-Ia2	(10) EL-EE-Ib1	(11) EL-EE-Ib2		Max. RI-IV y EE ↓
T45	7.19	Eah-u = Empuje activo último (t/m)	7.19	7.19	5.72	5.72	T23	7.19
		R_R desliz (t/m)	4.92	4.92	4.92	4.92		
		Necesita Llave?	SI	SI	SI	SI		
		σ_v = rección suelo (t/m^2)	4.24	4.24	4.31	4.31		
		R1 = reac vert suelo antes de llave (t/m)	7.84	7.84	7.98	7.98		
		R2 = reac vert suelo después de llave (t/m)	4.45	4.45	4.31	4.31		
		$\varphi t * Rt$ (t/m)	4.75	4.75	4.75	4.75		
		R_R desliz (t/m) = $\phi t * Rt + (\phi Ep = 50\%)EP$	9.39	9.39	9.38	9.38		
		R_R desliz / Empujes	131%	131%	164%	164%		
M26		Chequeo si RR>Eau	OK#8 cumple RR > Eau	OK#8 cumple RR > Eau	OK#8 cumple RR > Eau	OK#8 cumple RR > Eau		

10 CALCULO DE SOLICITACIONES MAYORADAS EN CADA ELEMENTO DE LA FUNDACION

10.1 Datos geometría del muro

Cp = Y_{LL}-pas: Profundidad del bloque inerte del suelo (m), debajo de la puntera de la zarpa (para el caso de garantizar desarrollo del empuje pasivo) = H_{LL}+X_{LL}*tan (δ subrasante)	1.22
Ha (m) = altura (no erosionable) de un lleno permanente delante del vástago (a) sobre la cara superior del voladizo delantero de la zarpa	0.50
H_{LL} (m) = altura (de la sección) de la llave bajo zarpa	0.60
Hv (m) = Altura del vástago = h-t	2.60
ΔT=f = distancia horizontal del chaflan trasero (TALON)	0.00
L (m) = a+b+c: Longitud de la fundación	2.95
a (m) = Voladizo delantero de la zarpa **o puntera**	2.00
c (m) = voladizo trasero de la zarpa o Talón	0.55
b (m) =ΔP+d+ΔT: Base mayor del Vástago	0.40
Tf (m) = Espesor de la fundación >h/12	0.40

10.2 Pesos unitarios del muro y de los llenos

Peso unitario del concreto de la zarpa γc (t/m³) =	2.40
Peso unitario suelo del lleno γs (t/m³)	1.80
Peso unitario suelo frente del muro γs (t/m³) por defecto se toma el mimo suelo debajo de la zarpa =	2.10

54

10.3 Cargas sobre puestas sobre el lleno detrás del muro

		Tipo de carga	
Peso unit suelo Ys (t/m³) →	1.80	**Esm = Sobrecarga Muerta**	**Esv = Sobrecarga Viva= LS**
σv carga vertical (t/m²) →		0.00	0.00
Heqv: Altura de lleno e (h) para tipo de carga →		0.00	0.00

10.4 Factores de carga

VERTICALES		FACTORES	
Descripción del peso del muro (concreto DC + lleno sobre zarpa EV)	**combinación**	**DC=Pesos concreto**	**EV= pesos suelo**
peso max (soporte fundación)	1.25*DC+1.35*EV	1.25	1.35
peso mín. (deslizamiento)	0.90*DC+1.00*EV	0.9	1
Peso max (soporte fundación)	1.50*DC+1.35*EV	1.5	1.35
evento extremo	1.00*DC+1.00*EV	1	1

Factor de mayoración de sobrecarga permanente	1.50
Factor de mayoración para empujes de suelos	1.50
Factor de mayoración de sobrecarga viva	1.75
Factor de mayoración de cargas sísmicas únicamente	**1.00**

10.5 Cálculo de solicitaciones en la llave bajo la zarpa

Peso unitario suelo bajo la zarpa γs (t/m³) =	1.80
coeficiente de empuje pasivo Kp = (1 + sen ϕf) / (1 - sen ϕf)	2.78
Y1 (m) = Profundidad de suelo delante del muro para el empuje pasivo Ha + Tf -0.3, cuya contribución se descarta para control de deslizamiento	0.90
Y2 (m) = Y1 + Cp : Profundidad de suelo hasta la cual se considera el empuje pasivo en el bloque inerte del suelo, delante de la puntera del muro	2.12
Cp (m) = Y_{LL}-pas: Profundidad del bloque inerte del suelo (m), debajo de la puntera de la zarpa (para el caso de garantizar desarrollo del empuje pasivo) = H_{LL}+X_{LL}*tan (δ subrasante)	1.22
H_{LL} (m) = altura (de la sección) de la llave bajo zarpa	0.60

Empuje pasivo del bloque inerte del suelo actuando frente a la llave bajo la zarpa, con diagrama trapezoidal de presiones horizontales.		
σhp_{min} Llave, cara inferior de la zarpa (t/m²)	σ llave 1 = γs*Kp*Y_1 =	4.50
σhp_{max} bajo la puntera de la zarpa (t/m²)	σ llave 1 = γs*Kp*Y_2 =	10.63
V_{LL}: cortante en llave (= Ep) (t/m)	criterio HR: V_{LL} = Cp *(σmax + σmin)/2 =	9.27
M_{LL}: Mto en llave (t.m/ml) = σhp_{min}*Cp*(H_{LL}/2) + (σhp_{max} - σhp_{min})*Cp*(H_{LL}/3) =		3.16
	Vu llave= 1.50V_{LL}(t/m) =	13.91
	Mu llave = 1.50 M_{LL} (t.m/m) =	4.74

10.6 Cálculo de la distancia d´ hasta encontrar el centroide del refuerzo, para incrementarse en la longitud del elemento donde actúa el cortante y el momento

	DESCRIPCIÓN	variable	unidad	Elemento Puntera	Talón	Vástago
55	Recubrimiento libre	rec.	(m)	0.075	0.075	0.075
56	# de barra de acero para refuerzo, a usar en zarpa	#b		4	3	4
	Diámetro de barra de acero para refuerzo, a usar	db	(m)	0.013	0.010	0.013
	Área de barra de acero para refuerzo, a usar	Ab	(cm²)	1.27	0.71	1.27
	d´(m) vástago: distancia del centroide refuerzo vertical del vástago medido desde la cara del trasdós, para determinar hasta dónde se cuelga (llega la fisura del talón) del vástago, OJO depende es del diámetro del refuerzo del vástago y no del diámetro del refuerzo del talón	d'	(m)	0.081	0.080	0.081

En el talón V y M se calculan a d´(m) adentro del vástago pues el talón se "cuelga" del refuerzo vertical del vástago ya que la carga se transmite a tracción (no a compresión)
Estas presiones sobre el suelo son mayoradas pues provienen de cargas mayoradas (corresponden a apoyo en Roca que puede ser más conservador)

10.7	**Cálculo de cortantes (V) y momentos (Mto) en puntera y talón de la zarpa, por efecto de la presión (reacción) del suelo**

pie = Puntera de la zarpa	RESISTENCIA 1 CASO DE COMBINACIÓN DE CARGA						
DESCRIPCIÓN	(1) EL-R-Ia1	(2) EL-R-Ia2	(3) EL-R-Ia3	(4) EL-R-Ib1	(5) EL-R-Ib2	(6) EL-R-Ib3	**(7) EL-R-IV**
La (m)= (L) o (3*Xcg) longitud de reacción en zarpa (m)	2.95	2.95	2.95	2.95	2.95	2.95	2.95
σvpie (t/m²) = σmax último	6.68	6.68	6.68	4.43	4.43	4.43	7.49
σvtalón (t/m²) = σmin último (o cero)	3.67	3.67	3.67	3.52	3.52	3.52	3.80
Pendiente (t/m²)/m del diagrama de reacción verticales del suelo	1.022	1.022	1.022	0.308	0.308	0.308	1.252
σvpie (t/m²) = σ al inicio del vástago	4.637	4.637	4.637	3.813	3.813	3.813	4.990
σvtalón (t/m²) = σ al termina el vástago	4.330	4.330	4.330	3.721	3.721	3.721	4.614
Vu (t/m) cortante en pie	11.318	11.318	11.318	8.242	8.242	8.242	12.484
Mu (t.m/m) mto en pie	12.000	12.000	12.000	8.447	8.447	8.447	13.319
Vu (t/m) cortante en talón x Reac ult	2.524	2.524	2.524	2.286	2.286	2.286	2.656
Mu (t.m/m) mto en talón x Reac ult suelo	0.775	0.775	0.775	0.715	0.715	0.715	0.811

pie = Puntera de la zarpa	EVENTO EXTREMO CASO DE COMBINACIÓN DE CARGA			
DESCRIPCIÓN	(8) EL-EE-Ia1	(9) EL-EE-Ia2	(10) EL-EE-Ib1	(11) EL-EE-Ib2
La (m)= (L) o (3*Xcg) según valor Exc	2.95	2.95	2.95	2.95
σvpie (t/m²) = σmax último	4.37	4.37	4.59	4.59
σvtalón (t/m²) = σmin último (o cero)	3.96	3.96	3.74	3.74
Pendiente (t/m²)/m del diagrama de reacción verticales del suelo	0.139	0.139	0.290	0.290
σvpie (t/m²) = σ al inicio del vástago	4.093	4.093	4.014	4.014
σvtalón (t/m²) = σ al termina el vástago	4.051	4.051	3.927	3.927
Vu (t/m) cortante en pie	8.464	8.464	8.607	8.607
Mu (t.m/m) mto en pie	8.557	8.557	8.800	8.800
Vu (t/m) cortante en talón	2.5292	2.529	2.420	2.420
Mu (t.m/m) mto en talón	0.79540	0.795	0.758	0.758

10.8	Cálculo de cortantes (V) y momentos (Mto) en puntera y talón de la zarpa, por efecto de los pesos que actúan sobre dicha zarpa

Puntera y talón de la zarpa	RESISTENCIA 1 CASO DE COMBINACIÓN DE CARGA						
DESCRIPCIÓN	(1) EL-R-Ia1	(2) EL-R-Ia2	(3) EL-R-Ia3	(4) EL-R-Ib1	(5) EL-R-Ib2	(6) EL-R-Ib3	(7) EL-R-IV
V pie x pesos (t/m)	-5.235	-5.235	-5.235	-3.828	-3.828	-3.828	-5.715
M pie x pesos (t.m/m)	-5.235	-5.235	-5.235	-3.828	-3.828	-3.828	-5.715
Vu pie x pesos (t/m)	6.083	6.083	6.083	4.414	4.414	4.414	6.769
Mu pie x pesos (t.m/m)	6.765	6.765	6.765	4.619	4.619	4.619	7.604
V talón x (pesos + Ea vert) (t/m)	-6.490	-6.490	-6.490	- 5.360	- 5.360	- 5.360	- 6.622
M talón x (pesos + Ea vert) (t.m/m)	- 2.929	- 2.929	- 2.929	- 2.522	- 2.522	- 2.522	- 2.976
Vu talón x (pesos + Ea vert) (t/m)	-3.966	-3.966	-3.966	-3.074	-3.074	-3.074	-3.966
Mu talón x (pesos + Ea vert) (t.m/m)	-2.154	-2.154	-2.154	-1.807	-1.807	-1.807	-2.164

Puntera y talón de la zarpa	EVENTO EXTREMO CASO DE COMBINACIÓN DE CARGA					RESISTENCIA 1	RES 1 & E. EXTREM
DESCRIPCIÓN	(8) EL-EE-Ia1	(9) EL-EE-Ia2	(10) EL-EE-Ib1	(11) EL-EE-Ib2	Máx. caso(8)a(11)	Máx. caso(1)a(7)	Máx. caso(1)a(11)
V pie x pesos (t/m)	-4.02	-4.02	-4.02	-4.02			
M pie x pesos (t.m/m)	-4.020	-4.020	-4.020	-4.020			
Vu pie x pesos (t/m)	4.444	4.444	4.587	4.587	4.587	6.769	6.769
Mu pie x pesos (t.m/m)	4.537	4.537	4.780	4.780	4.780	7.604	7.604
V talón x (pesos + Ea vert) (t/m)	- 5.417	- 5.417	- 5.417	- 5.417			
M talón x (pesos + Ea vert) (t.m/m)	- 2.544	- 2.544	- 2.544	- 2.544			
Vu talón x (pesos + Ea vert) (t/m)	-2.888	-2.888	-2.997	-2.997	-2.997	-3.966	-3.966
Mu talón x (pesos + Ea vert) (t.m/m)	-1.748	-1.748	-1.786	-1.786	-1.786	-2.164	-2.164

11 CÁLCULO DEL REFUERZO EN CADA ELEMENTO DE LA FUNDACIÓN

f´c: Resistencia del concreto	f'c	(kgf/cm²)	280
fy: Resistencia del refuerzo	fy	(kgf/cm²)	4200
fr: Módulo de rotura = 1.98*raíz(f´c)	fr	(kgf/cm²)	33.1
d´z1: Recubrimiento libre llave y pie	d´z1	(m)	0.075
d´z2: Recubrimiento libre talón	d´z2	(m)	0.075
Factor para cálculo del mto critico			1.20
ϕ cortante			0.9
d´(m) vástago: distancia del centroide refuerzo vertical del vástago medido desde la cara del trasdós			0.081

a = Voladizo delantero de la zarpa o puntera	a (m) =	2

Cuando se toma la reacción en SUELO, aplica solo para solicitación en el pie (puntera). En ese caso para el talón solo toma los pesos sobre el talón más su propio peso.

		Usa reacción en ROCA			Usa reacción en suelo		
	Elemento	Llave o dentellón	Pie = puntera	Talón	Pie (suelo p)	Talón (pesos sin mayorar)	Talón después de viga cabezal
	Longitud del elemento (m)	0.60	2.00	0.55	2.00	0.55	0.00
	H (espesor secc) (m)	0.40	0.4	0.4	0.4	0.4	0.00
	Vu (t/m)	13.907	6.769	-3.966	8.657	- 3.23	0.000
	Mu (t.m/m)	4.735	7.604	-2.164	8.657	- 1.162	0.000
	Mcr (t.m/m)	10.602	10.602	10.602	10.602	10.602	0.000
57	# barra	4	4	3	4	3	3
	db (m)	0.013	0.013	0.010	0.013	0.010	0.010
	d' (m)	0.081	0.081	0.080	0.081	0.080	0.080
	de = H-d´ (flexión) (m)	0.319	0.319	0.320	0.319	0.320	0.000
	As req para Mu (cm²/m)	3.98	6.43	1.80	7.34	0.96	0.00
	Asmín para Mcr (cm²/m)	9.03	9.03	8.98	9.03	8.98	0.00
	As (cm²/m) con min 1.33As req y Mcr	5.29	8.55	2.39	9.03	1.28	0.00
	Ab (área barra) (cm²)	1.29	1.29	0.71	1.29	0.71	0.71
58	S max (espaciamiento ejes barras) (m)	0.30	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40
	S cálculo (espaciamiento ejes barras) (m)	0.24	0.15	0.30	0.14	0.40	Sin talón

	Usa reacción en ROCA				Usa reacción en suelo		
Elemento	Llave o dentellón	Pie = puntera	Talón		Pie (suelo-p)	Talón (pesos sin mayorar)	Talón después de viga cabezal
S usar (espaciamiento ejes barras) (m)	0.15	0.15	0.20		0.14	0.40	Sin talón
As (cm²/m) colocado	8.60	8.55	3.55		9.03	1.78	0.00
dv (cortante) (m)	0.31	0.31	0.32		0.31	0.32	0.00
ϕVc (t/m)	23.56	23.57	24.02		23.53	24.17	0.00
Verificación cortante a	OK #9 cortante	OK #9 cortante	OK #9 cortante		OK#9 cortante	OK#9 cort	0
ϕVc/Vu a distancia dv	352%	412%	1431%		322%	1784%	Sin Talon adicional

59

12 CÁLCULO DEL REFUERZO DEL VÁSTAGO

Peso unitario del concreto Ɣc	Ɣc (t/m³)	2.4
Peso unitario suelo Ɣs	Ɣs (t/m³)	1.80
Ángulo de fricción concreto vástago - lleno	δcll (°) =	10.00
	δcll (rad)	0.1745
θ vástago = Angulo con la vertical de la parte inclinada trasera del vástago en el trasdós	θ (°) =	0.0
θ vástago = θ = $\tan^{-1}(\Delta T/Hv)$	θ (rad) =	0.000
Coeficiente de empuje activo (Coulomb)	Ka-vast	0.518
Coeficiente de empuje activo dinámico	Kae-vast	0.778
Coef empuje activo horizontal → Kah = Ka*cos (δ+θ)	Kah	0.510
Coef empuje activo dinámico horizontal → Kae-h = Kae*cos (δ+θ)	Kae-h	0.766
Kh = coeficiente de empuje activo horizontal por sismo	Kh = As/2	0.140
Peso unitario equiv x emp activo = Ɣs*Kah	Ɣeq-ah = Ɣs*Kah (t/m³)	0.918
Peso unitario equiv x emp activo dinámico Ɣs*Kae-h	Ɣeq-aeh = Ɣs*Kae-h (t/m³)	1.379
Sobrecarga vertical permanente (muerta) ESV	WscvD(t/m²)	0.00
Sobrecarga vertical viva LSV	WscvL(t/m²)	0.00
Kh=coeficiente de empuje activo horizontal por sismo	Kh=(A/2)	0.14
d = espesor de corona	d (m) =	0.30
Fza hor Inercial superior del vástago Qms = d*Ɣc*Kh (distri en altura) es por metro de lon de muro	Qms (t/m)/ml muro	0.1008
b = ΔP+d+ΔT: Base mayor del Vástago	b (m) =	0.40

Fza hor Inercial inferior del vástago Qmi = b*Yc*Kh (distrib en altura) es por metro de lon de muro		Qmi (t/m)/ml muro	0.1344
Fza Inercia de la barrera de tráfico (Fnj = Anj*Yc)*(kh=A/2)		Qbt (t/m)	0
Recubrimiento libre del acero de refuerzo		rec (m)	0.075
# de barra de acero de refuerzo a usar		#b	4
Diámetro de la barra		db (m)	0.013
Área de la barra		Ab (cm^2)	1.29
Recubrimiento al centro de la barra		d´(m)	0.081
Altura real del New Jersey o bordillo		Hnj (m) =	0.00
12 diámetros barra o (d), longitud para prolongar el refuerzo por flexión después del corte teórico de la barra, hasta donde se calcula el momento		L ad = 12 db (m) =	0.15
Hv = Altura del vástago = h-t		Hv (m) =	2.60
Hv = Altura del vástago = h-t		Hv (m) =	2.60
Fza hor x Emp estático máx. = [Ka*cos (δ+θ)]*Ys*Hv*Hv/2		Ee (t/m)=	3.102
ϕHv = Fracción que afecta la altura del vástago Hv para establecer la posición componente (resultante) fza sismo desde la base		ϕHv =	0.40
Fza hor x Emp dinámico máx. = [Kae*cos (δ+θ)]*Ys*Hv^2/2		Ed (t/m)=	4.662
Fza por Empuje dinámico solo		ΔEd = Ed-Ee (t/m)=	1.560
Presión horizontal inferior por empuje sismo solo		pd inf (t/m^2) =	0.960
Presión horizontal superior por empuje sismo solo		pd sup (t/m^2) =	0.240
Chequeo fza Empuje dinámico solo	OK cumple	ΔEd = (pd inf+ pd sup)/2*Hv (t/m)=	1.560
ϕHv: Fracción en la que se divide la altura del vástago para calcular refuerzo		ϕHv =	10%
cantidad de tramos en el vástago para el cálculo del refuerzo			10
Δd: Incremento o decremento del espesor del vástago para la fracción de altura en la cual se divide la altura del vástago (m)		Δd (m) =	0.01
ΔHv: Incremento de la altura del vástago para calcular refuerzo		ΔHv (m) =	0.26

Factor de mayoración de sobrecarga permanente	1.50
Factor de mayoración para empujes de suelos	1.50
Factor de mayoración de sobrecarga viva	1.75
Factor de mayoración de cargas sísmicas únicamente	1.00

Z altura vástago (=0 en cara superior de zarpa)
Fza Emp estático: Emp activo+Emp sobrecarga muerta permanente (t/m)

Cálculo de las solicitaciones en el vástago						
ID Sección en altura	1	2	3	4	5	6
Z (m) → Z=0 en zarpa	0	0.26	0.52	0.78	1.04	1.30
Fza Emp estático(t/m)	3.102	2.512	1.985	1.520	1.117	0.775
Mto estático (t.m/m)	2.688	1.960	1.376	0.922	0.581	0.336
Fza empuje sobre carga viva (t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Mto empuje sobre carga viva (t.m/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Presión hor x sismo (t/m²)	0.960	0.888	0.816	0.744	0.672	0.600
Cortante hor x sismo solo (t/m)	1.560	1.320	1.098	0.896	0.711	0.546
Mto x sismo solo (t/m)	1.623	1.249	0.935	0.676	0.467	0.304
Cortante x Fza inercial (horizontal) (t/m)	0.306	0.271	0.238	0.205	0.173	0.142
Mto x fza inercial (t.m/m)	0.379	0.304	0.237	0.180	0.131	0.090
Vu estát. (t/m) x comb carga resistencia I	4.652	3.768	2.977	2.280	1.675	1.163
Mu estát. (t.m/m)	4.032	2.939	2.064	1.383	0.871	0.504
Vu evento extremo I (t/m)	6.518	5.359	4.313	3.380	2.559	1.851
Mu evento extremo I (t.m/m)	6.033	4.491	3.236	2.239	1.469	0.898

ID Sección en altura	7	8	9	10	11	Zarpa	Zarpa último
Z (m) → Z=0 en zarpa	1.56	1.82	2.08	2.34	2.60	-0.40	-0.40
Fza Emp estático (t/m)	0.496	0.279	0.124	0.031	0.000	4.129	6.194
Mto estático (t.m/m)	0.172	0.073	0.022	0.003	0.000	4.129	6.194
Fza empuje sobre carga viva (t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Mto empuje sobre carga viva (t.m/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Presión hor x sismo (t/m^2)	0.528	0.456	0.384	0.312	0.240	1.071	1.071
Cortante hor x sismo solo (t/m)	0.399	0.271	0.162	0.072	0.000	1.966	1.966
Mto x sismo solo (t/m)	0.182	0.095	0.039	0.009	0.000	2.326	2.326
Cortante x Fza inercial (horizontal) (t/m)	0.112	0.083	0.054	0.027	0.000	0.361	0.361
Mto x fza inercial (t.m/m)	0.057	0.032	0.014	0.003	0.000	0.512	0.512
Vu estát. (t/m) x comb carga resistencia I	0.744	0.419	0.186	0.047	0.000	6.194	9.291
Mu estát. (t.m/m)	0.258	0.109	0.032	0.004	0.000	6.194	9.291
Vu evento extremo I (t.m)	1.256	0.773	0.403	0.145	0.000	8.521	11.618
Mu evento extremo I (t.m/m)	0.497	0.235	0.085	0.016	0.000	9.032	12.129

Z altura del vástago con Z=0, en la cara superior de la zarpa
Asmín, con Mcr y cuantía mínima por retracción y temp 0.0018*100*espesor
S: espaciamiento refuerzo, mín. entre: S cal, 3* espesor, 0.45 m
0.35 S max (m): espaciamiento máximo del acero

	CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO EN VÁSTAGO POR FLEXIÓN								
	altura Z	Mu (max x resistencia I y sismo EE)	Espesor sección vástago	Mcr: mto fisuración	altura efectiva (d_e)	As req para Mu	As mín.: área de acero	As definitivo	S: espaciamiento r
	(m)	(t.m/m)	(m)	(t.m/m)	(m)	(cm²/m)	(cm²/m)	(cm²/m)	(m)
M28	0.00	6.033	0.4	10.602	0.32	5.08	9.03	6.76	**0.19**
	0.26	4.491	0.39	10.079	0.31	3.89	8.86	5.18	0.25
	0.52	3.236	0.38	9.568	0.30	2.89	8.70	3.85	0.34
	0.78	2.239	0.37	9.071	0.29	2.06	8.54	2.75	0.35
	1.04	1.469	0.36	8.588	0.28	1.40	8.38	1.86	0.35
	1.30	0.898	0.35	8.117	0.27	0.89	8.22	1.18	0.35
	1.56	0.497	0.34	7.660	0.26	0.51	8.06	0.68	0.35
	1.82	0.235	0.33	7.216	0.25	0.25	7.90	0.33	0.35
	2.08	0.085	0.32	6.785	0.24	0.09	7.74	0.13	0.35
	2.34	0.016	0.31	6.368	0.23	0.02	7.59	0.03	0.35
	2.60	0.000	0.3	5.964	0.22	0.00	7.44	0.00	#¡DIV/0!

	VERIFICACIÓN DEL CORTANTE EN VÁSTAGO					CORTE EN ALTURA DE ACERO X FLEXIÓN			
	altura Z	Vu (max x resistencia I y sismo EE)	dv altura efect para cortante	ϕVc	ϕVc / Vu ≥ 100%	Long barra adicional	Long barra en solo en vástago	Altura del empuje	% altura empuje
	(m)	(t/m)	(m)	(t/m)		(m)	(m)	(m)	
M30	0.00	**6.518**	**0.31**	**23.687**	363%	0.32	0.32	2.60	100%
	0.26	5.359	0.30	23.035	430%	0.31	0.57	2.34	90%
	0.52	4.313	0.30	22.366	519%	0.30	0.82	2.08	80%
	0.78	3.380	0.29	21.682	641%	0.29	1.07	1.82	70%
	1.04	2.559	0.28	20.984	820%	0.28	1.32	1.56	60%
	1.30	1.851	0.27	20.272	1095%	0.27	1.57	1.30	50%
	1.56	1.256	0.26	19.548	1557%	0.26	1.82	1.04	40%
	1.82	0.773	0.25	18.813	2435%	0.25	2.07	0.78	30%
	2.08	0.403	0.24	18.070	4489%	0.24	2.32	0.52	20%
	2.34	0.145	0.23	17.319	11950%	0.23	2.57	0.26	10%
	2.60	0.000	0.22	16.563	##########	0.22	2.60	0.00	0%

13 REFUERZO POR RETRACCIÓN Y TEMPERATURA

0.0018	Cuantía de temperatura para todo el espesor del elemento
2	Cantidad de caras del elemento estructural para repartir el refuerzo por retracción y temperatura
0.0009	Cuantía por caras del elemento estructural donde se coloca el refuerzo por retracción y temperatura
0.45	(m) espaciamiento máximo del refuerzo por retracción y temperatura, condición 1
3.0*espesor (m): espaciamiento máximo del refuerzo por retracción y temperatura, condición 2	

		Elemento	Espesor promedio (m)	cm²/m cada cara	# barra refuerzo	Área barra refuerzo (cm²)	Espaciamiento (m) calculado	Definitivo	Colocado
60	M31	Vástago	0.35	3.15	3	0.71	**0.23**	0.23	0.20
61		Zarpa	0.4	3.60	3	0.71	0.20	0.20	0.20

14 SOLICITACIONES PARA VIGA CABEZAL SOBRE PILOTES

14.1 Datos geometría del muro requeridos para la viga cabezal

0.40	**Tf** = Espesor de la fundación
0.55	**c (m)** = Long del Talón
2.95	**L** = a+b+c: Longitud de la zarpa
2.95	**L (m)** = a + b + c - ct

14.2 Datos geometría viga cabezal

62	2.95	(m) bc = base de la sección de la viga cabezal
63	0.40	(m) hc = altura de la sección de la viga cabezal, (ya esta incluido el espesor Tf de la zarpa, si la longitud del talón sobresale del ancho de la viga cabezal)
64	1.00	(m) dp = diámetro del pilote cuya cabeza termina en la viga cabezal

14.3 Cálculos

NOTA: los cálculos se basan en que el borde frontal (inicio) de la puntera de la zarpa coincide con el borde frontal de la viga cabezal

Brazos cortantes (m) es la distancia del centroide de la viga cabezal al punto de aplicación de la fuerza cortante (vertical y horizontal)

	elemento del muro →	Vástago (brazo vertical)	Talón (brazo horizontal)
M33	**Brazos de la fuerza cortante al centroide viga cabezal (m) →**	0.2	0.925

		Vástago (en la base, unión con zarpa)			Talón, (termina el trasdós del vástago)			Viga cabezal
	Caso de carga	Vuh: Cortante hor ult	Mto flector ult	Torsor últ	Vuv: Cortante vert ult	Mto ult	Torsor últ	Torsor últ
ID	Resistencia I	(t/m)	(t.m/m)	(t.m/m)	(t/m)	(t.m/m)	(t.m/m)	(t.m/m)
1	(1) EL-R-Ia1	4.652	4.032	4.96	-6.490	-2.929	-8.93	-3.97

	2	(2) EL-R-Ia2	4.652	4.032	4.96	-6.490	-2.929	-8.93	-3.97
	3	(3) EL-R-Ia3	4.652	4.032	4.96	-6.490	-2.929	-8.93	-3.97
	4	(4) EL-R-Ib1	4.652	4.032	4.96	-5.360	-2.522	-7.48	-2.52
M32	5	(5) EL-R-Ib2	4.652	4.032	4.96	-5.360	-2.522	-7.48	-2.52
	6	(6) EL-R-Ib3	4.652	4.032	4.96	-5.360	-2.522	-7.48	-2.52
	7	(7) EL-R-IV	4.652	4.032	4.96	-6.622	-2.976	-9.10	-4.14
	8	(8) EL-EE-Ia1	6.518	6.033	7.34	- 5.417	- 2.544	-7.55	-0.22
	9	(9) EL-EE-Ia2	6.518	6.033	7.34	- 5.417	- 2.544	-7.55	-0.22
	10	(10) EL-EE-Ib1	6.518	6.033	7.34	- 5.417	- 2.544	-7.55	-0.22
	11	(11) EL-EE-Ib2	6.518	6.033	7.34	- 5.417	- 2.544	-7.55	-0.22
M32		Máximo (solicitación)	6.52	6.03	7.34	-5.36	-2.52	-7.48	-0.22
		Caso de carga →	11	11	11	6	6	6	11

CALCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE TIERRAS

Cálculo de los coeficientes de empujes de tierras activos: Ka (estático) y Kae (dinámico)
Por el método de los estados límites, para llenos en el trasdós con taludes inclinados (β con la horizontal) de altura finita = talud truncado
Determinación del ángulo con la horizontal (θ) de la cuña de deslizamiento correspondiente al mayor empuje activo, medida desde el extremo inferior del talón (zarpa)

Condiciones de aplicabilidad general (casos particulares también cumplen)

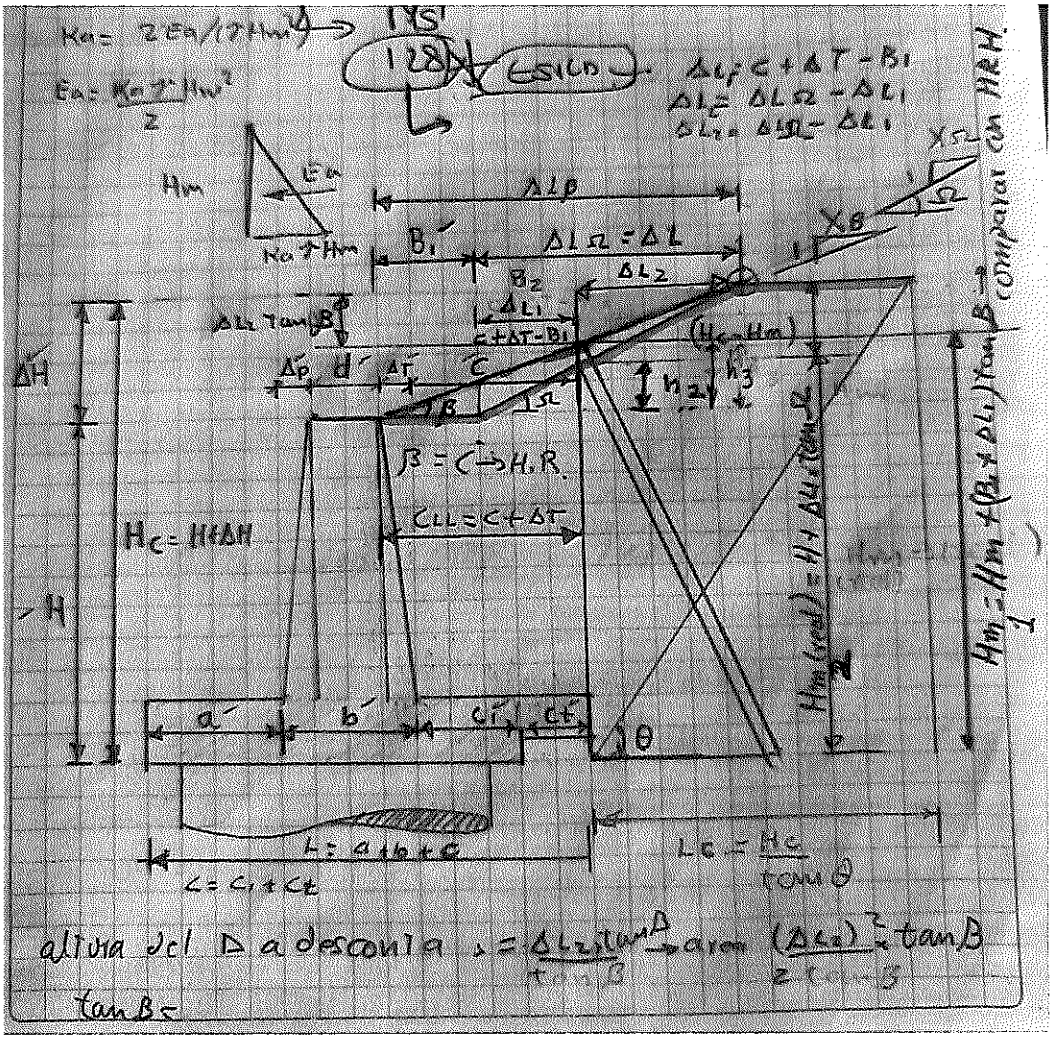
Ω	Ω : atan(1/Xt) ángulo (con la horizontal) de la inclinación real o física del talud del lleno en el trasdós, que inicia después de la distancia B1 de la berma horizontal en el trasdós.
β	(β) o (*i*) ángulo de inclinación con la horizontal, del talud en el trasdós, β puede ser real (B1=0) o ficticio (B1>0), el talud inicia siempre su inclinación en el trasdós de la corona (d).
ϕ	ϕ: Angulo de fricción interno de suelo (lleno) del trasdós
$f_{\delta\phi}$	$f_{\delta\phi}$: factor para estimar el Angulo de fricción (δ) del suelo del lleno con el respaldo del muro, y que afecta al ángulo (ϕ)
δ	δ= $f_{\delta\phi}$*ϕ: Angulo de fricción muro (lleno sobre el talón) con el suelo (del lleno) que ejerce el empuje activo, localizado después del talón

GLOSARIO PARA LA GEOMETRÍA DEL MURO EN CONCRETO (m)

H	H (m): Altura del muro concreto, distancia vertical desde la corona (Vástago) hasta la cara inferior de la zarpa
ΔT	ΔT (m): distancia horizontal del chaflan trasero del vástago (TALON), medido en la base del vástago
C	C (m): Long del Talón = L-a-b (ojo incluye ct si existe) C (m) = C1+ct: distancia horizontal del talón (zarpa) desde la base del vástago en el trasdós
ct	ct (m): Long del tramo Talón (zarpa), después de la viga cabezal (a+b+c1) para el caso del muro sobre pilotes
Cll	Cll (m) = C+ΔT: distancia horizontal desde el trasdós de la corona hasta el extremo del talón (Zarpa)

GLOSARIO PARA LA GEOMETRÍA DEL LLENO UBICADO EN EL TRASDÓS	
B1	B1 (m) distancia horizontal de la berma (lleno horizontal), medida desde el trasdós de la corona
ΔH	ΔH (m) = distancia vertical (altura) del talud o lleno inclinado (Ω con la horizontal) medido desde la corona (vástago) hasta la meseta del lleno (truncado)
XΩ	XΩ=δh/(δv=1) Relación distancia horizontal / unidad vertical (δv=1), de la inclinación del talud del lleno real (físico) cuya inclinación con la horizontal es Ω
ΔLΩ	ΔLΩ(m) = ΔH/tan(Ω) distancia horizontal del tramo en talud cuya inclinación es el ángulo Ω con la horizontal
ΔLβ	ΔLβ(m) = ΔLΩ +B1 distancia horizontal del talud ficticio (β con la horizontal) que inicia siempre en el trasdós de la corona, para utilizar las fórmulas deducidas para el caso de talud truncado con altura del talud (ΔH)
β	β = atan(ΔH/ΔLβ):ángulo del talud ficticio del talud truncado medido desde el trasdós de la corona hasta la altura del talud truncado (ΔH)
Xβ	Xβ=δh/(δv=1) Relación de la distancia horizontal / unidad vertical (δv=1), de la inclinación del talud ficticio del talud o lleno con inclinación (β) que inicia en el trasdós de la corona

GLOSARIO DE LAS VARIABLES UTILIZADAS PARA DETERMINAR LOS COEFICIENTES DEL EMPUJE ACTIVO	
ΔL1	ΔL1=C+ΔT-B1: distancia horizontal del sector del talud real (inclinado Ω con la hor) ubicado sobre el talón
ΔL2	ΔL2=ΔLΩ -ΔL1: distancia horizontal del sector del talud real (inclinado Ω con la hor) ubicado después del talón, es decir hasta que termina (ΔH)
Hc	Hc= H + ΔH: distancia vertical desde la base de la zarpa hasta la meseta del talud inclinado
Hm1	Hm1=Hc-(ΔL2)*tan(β) Altura del "muro para empuje" (concreto + lleno sobre el talón) desde la cara inferior del talón
	Hm1=H+(ΔH - ΔL2*tan(β) → [HRH] Altura del "muro para empuje" (concreto + lleno sobre el talón) desde la cara inferior del talón, que corresponde al talud ficticio (inclinado β con la hor)
	Hm1=H+(ΔL1)*tan(β) Altura del "muro para empuje" (concreto + lleno sobre el talón) desde la cara inferior del talón
Hm2	Hm2=H+(ΔL1)*tan(Ω) → [WHD] Altura del "muro para empuje" (concreto + lleno sobre el talón) desde la cara inferior del talón, que corresponde al talud real (inclinado Ω con la hor)
	Hm2=H+(ΔT+C-B1)*tan(Ω) Altura del "muro para empuje" (concreto + lleno sobre el talón) desde la cara inferior del talón



Kh	Kh= Coeficiente de empuje horizontal de tierras
θ	θ el Angulo de la cuña de falla, que daría el mayor empuje activo, se varia y se escoge el que corresponda de mayor valor de Ka, por ello se realiza una grafica, teóricamente ϑ variaría entre 0.1° y 89.9°, pero realmente es más estrecho el rango, 30° y 60°, finalmente la gráfica del Ka vs θ donde se encuentre el máximo Ka, da el valor del ángulo θ buscado

	Datos:			(grados)	(rad)	tan	seno(δ)	cos(δ)	δh / (δv=1)
1			ϕ	28.0	0.489	0.532			
2	fδϕ	1	δ	28.0	0.489	0.532	0.4695	0.8829	
3			Ω	26.6	0.464	0.500			2
			β	24.897	0.435	0.464			2.15

Muro			
3.00	H(m) =	3.00	
0.55	C(m)=	0.55	
0.30	B1(m)=	0.30	0.5 PLANOS
0.00	ΔT (m) =	0.00	
1.94	ΔH (m) =	1.94	
0.14	Kh=	0.14	
ΔL1= (ΔT+C-B1)=		0.250	
ΔLΩ(m)=		3.880	ΔLΩ(m) = ΔH/tan(Ω)
ΔL2=ΔLΩ -ΔL1 =		3.630	
ΔLβ(m)=		4.180	ΔLβ(m) = ΔLΩ +B1

Hm1(m) aux =	3.255	Hm=H+(B1+ΔL1)*tan(β)
Hm1(m) aux =	3.255	Hm1=H+ΔH - ΔL2*tan(β)

Hm2(m) real =	3.125	Hm=H+ΔL1*tan(Ω)
Hm2(m) real =	3.125	Hm2=H+ΔH - ΔL2*tan(Ω)

	Muro			
4	3.13	Hm(m) =	3.255	Altura del empuje activo a usar en cálculos
		Hc (m) =	4.940	Hc= H + ΔH
		ΔL1(m)=	0.250	ΔL1=C+Δt-B1
		ΔL2(m)=	3.630	ΔL2=ΔLΩ-ΔL1≥0
		ΔH2(m)=	1.685	ΔH2=ΔL2*tan (β)
		ΔH2(m)=	1.685	ΔH2=Hc-Hm1
		(ΔL2*ΔH2)/2(m²) =	3.058	Área del triángulo a restar
		(ΔL2)²*tan(β)/2 (m²)=	3.058	Área del triángulo a restar

Resultados para empuje activo, estimado por el método de los estados límites

K: Coeficiente de empuje activo de suelos, para la cuña deslizante				
θ (°): Angulo de falla de la cuña activa deslizante del lleno en el trasdós, correspondiente al máximo K				
a: Estático	Ka =	**0.518**	ϑa (°) =	**47**
ae: Dinámico	Kae=	**0.778**	ϑae (°)=	**39**

Área cuña suelo que falla, = Lc*Hc/2-(ΔL2)^2/(2*tan(β))
Ea: Empuje activo caso estático
Ea= W*[sen(θ)-cos(θ)*tan(ϕ)] / *[cos(θ-δ)-seno(θ-δ)*tan(ϕ)]*
W = peso de cuña incipiente de falla

Eas: Aporte del sismo al Ea
Eas= Fs*[(seno(θ)*tan(ϕ)+cos(θ)] / *[cos(θ-δ)-seno(θ-δ)*tan(ϕ)]*

Ea y Eas comparte el mismo denominador en la deducción de la formula para determinar el Empuje horizontal
Lc = longitud de la cuña incipiente de falla del suelo, que depende del ángulo de inclinación

5	Δθ° =	1	Δθ°: incremento del ángulo inicial para obtener un barrido de los posibles ángulos (θ) que corresponda al Ka max

6 **Tabla para el cálculo del (Ka) coeficiente máximo del empuje activo estático, para talud truncado**

θ° para Ka max	θ°	θ (Rad)	Lc (m) = Hc/tan(θ)	área cuña (m²)=W/Ys	θ-δ (Rad)	seno(θ)	cos(θ)	seno(θ-δ)	cos(θ-δ)	Ea/Ys (m²)	Ka = 2*(Ea/Ys)/Hm²	#(1) →Ka max
	20	0.349	13.6	30.47	-0.14	0.342	0.940	-0.139	0.990	-5.24	-0.989	0
	21	0.367	12.9	28.73	-0.12	0.358	0.934	-0.122	0.993	-4.27	-0.807	0
	22	0.384	12.2	27.14	-0.10	0.375	0.927	-0.105	0.995	-3.42	-0.646	0
	23	0.401	11.6	25.69	-0.09	0.391	0.921	-0.087	0.996	-2.67	-0.504	0
	24	0.419	11.1	24.35	-0.07	0.407	0.914	-0.070	0.998	-2.00	-0.378	0
	25	0.436	10.6	23.11	-0.05	0.423	0.906	-0.052	0.999	-1.41	-0.266	0
	26	0.454	10.1	21.96	-0.03	0.438	0.899	-0.035	0.999	-0.88	-0.167	0
	27	0.471	9.7	20.89	-0.02	0.454	0.891	-0.017	1.000	-0.42	-0.079	0
	28	0.489	9.3	19.89	0.00	0.469	0.883	0.000	1.000	0.00	0.000	0
	29	0.506	8.9	18.95	0.02	0.485	0.875	0.017	1.000	0.37	0.070	0
	30	0.524	8.6	18.08	0.03	0.500	0.866	0.035	0.999	0.70	0.132	0
	31	0.541	8.2	17.25	0.05	0.515	0.857	0.052	0.999	1.00	0.188	0
	32	0.559	7.9	16.47	0.07	0.530	0.848	0.070	0.998	1.26	0.237	0
	33	0.576	7.6	15.73	0.09	0.545	0.839	0.087	0.996	1.49	0.281	0
	34	0.593	7.3	15.03	0.10	0.559	0.829	0.105	0.995	1.69	0.320	0
	35	0.611	7.1	14.37	0.12	0.574	0.819	0.122	0.993	1.88	0.354	0
	36	0.628	6.8	13.74	0.14	0.588	0.809	0.139	0.990	2.03	0.384	0
	37	0.646	6.6	13.13	0.16	0.602	0.799	0.156	0.988	2.17	0.410	0
	38	0.663	6.3	12.56	0.17	0.616	0.788	0.174	0.985	2.29	0.433	0
	39	0.681	6.1	12.01	0.19	0.629	0.777	0.191	0.982	2.40	0.452	0
	40	0.698	5.9	11.48	0.21	0.643	0.766	0.208	0.978	2.48	0.469	0
	41	0.716	5.7	10.98	0.23	0.656	0.755	0.225	0.974	2.56	0.483	0
	42	0.733	5.5	10.49	0.24	0.669	0.743	0.242	0.970	2.62	0.494	0
	43	0.750	5.3	10.03	0.26	0.682	0.731	0.259	0.966	2.66	0.503	0
	44	0.768	5.1	9.58	0.28	0.695	0.719	0.276	0.961	2.70	0.509	0
	45	0.785	4.9	9.14	0.30	0.707	0.707	0.292	0.956	2.72	0.514	0
	46	0.803	4.8	8.73	0.31	0.719	0.695	0.309	0.951	2.74	0.517	0
47	47	0.820	4.6	8.32	0.33	0.731	0.682	0.326	0.946	2.74	0.518	1
	48	0.838	4.4	7.93	0.35	0.743	0.669	0.342	0.940	2.74	0.517	0
	49	0.855	4.3	7.55	0.37	0.755	0.656	0.358	0.934	2.73	0.514	0
	50	0.873	4.1	7.18	0.38	0.766	0.643	0.375	0.927	2.70	0.510	0
	51	0.890	4.0	6.82	0.40	0.777	0.629	0.391	0.921	2.68	0.505	0

	52	0.908	3.9	6.48	0.42	0.788	0.616	0.407	0.914	2.64	0.498	0
	53	0.925	3.7	6.14	0.44	0.799	0.602	0.423	0.906	2.60	0.490	0
	54	0.942	3.6	5.81	0.45	0.809	0.588	0.438	0.899	2.55	0.481	0
	55	0.960	3.5	5.49	0.47	0.819	0.574	0.454	0.891	2.49	0.470	0
	56	0.977	3.3	5.17	0.49	0.829	0.559	0.469	0.883	2.43	0.458	0
	57	0.995	3.2	4.87	0.51	0.839	0.545	0.485	0.875	2.36	0.445	0
	58	1.012	3.1	4.57	0.52	0.848	0.530	0.500	0.866	2.28	0.431	0
	59	1.030	3.0	4.27	0.54	0.857	0.515	0.515	0.857	2.20	0.416	0
	60	1.047	2.9	3.99	0.56	0.866	0.500	0.530	0.848	2.12	0.400	0
	61	1.065	2.7	3.71	0.58	0.875	0.485	0.545	0.839	2.03	0.382	0
	62	1.082	2.6	3.43	0.59	0.883	0.469	0.559	0.829	1.93	0.364	0
	63	1.100	2.5	3.16	0.61	0.891	0.454	0.574	0.819	1.83	0.345	0
	64	1.117	2.4	2.89	0.63	0.899	0.438	0.588	0.809	1.72	0.324	0
	65	1.134	2.3	2.63	0.65	0.906	0.423	0.602	0.799	1.60	0.303	0
	66	1.152	2.2	2.37	0.66	0.914	0.407	0.616	0.788	1.48	0.280	0
	67	1.169	2.1	2.12	0.68	0.921	0.391	0.629	0.777	1.36	0.257	0
	68	1.187	2.0	1.87	0.70	0.927	0.375	0.643	0.766	1.23	0.232	0
	69	1.204	1.9	1.63	0.72	0.934	0.358	0.656	0.755	1.09	0.207	0
	70	1.222	1.8	1.38	0.73	0.940	0.342	0.669	0.743	0.95	0.180	0
	71	1.239	1.7	1.14	0.75	0.946	0.326	0.682	0.731	0.81	0.152	0
	72	1.257	1.6	0.91	0.77	0.951	0.309	0.695	0.719	0.66	0.124	0
	73	1.274	1.5	0.67	0.79	0.956	0.292	0.707	0.707	0.50	0.094	0
	74	1.292	1.4	0.44	0.80	0.961	0.276	0.719	0.695	0.33	0.063	0
	75	1.309	1.3	0.21	0.82	0.966	0.259	0.731	0.682	0.16	0.031	0
	76	1.326	1.2	-0.02	0.84	0.970	0.242	0.743	0.669	-0.01	-0.002	0
	77	1.344	1.1	-0.24	0.86	0.974	0.225	0.755	0.656	-0.19	-0.037	0
	78	1.361	1.1	-0.46	0.87	0.978	0.208	0.766	0.643	-0.38	-0.072	0
	79	1.379	1.0	-0.69	0.89	0.982	0.191	0.777	0.629	-0.58	-0.109	0
47	**θa (°): Angulo de falla de la cuña del talud correspondiente al máximo Ka**									**Ka max=**	0.518	

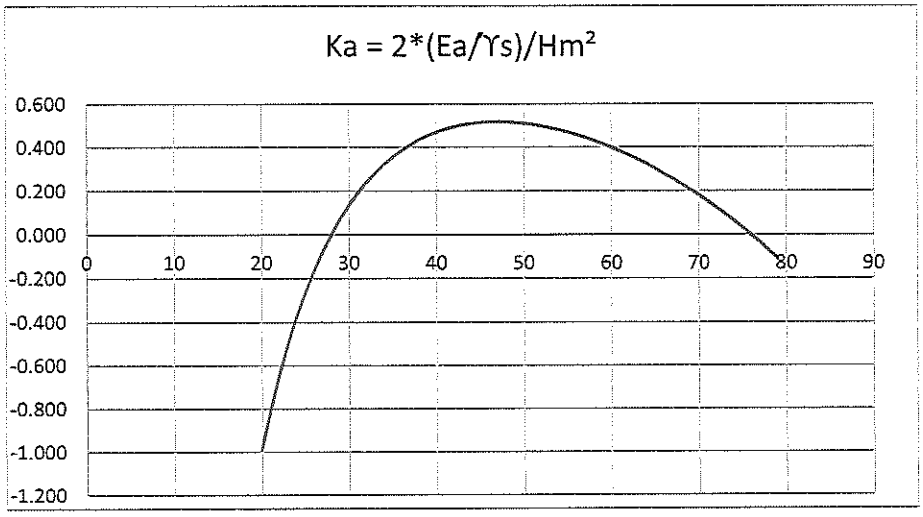
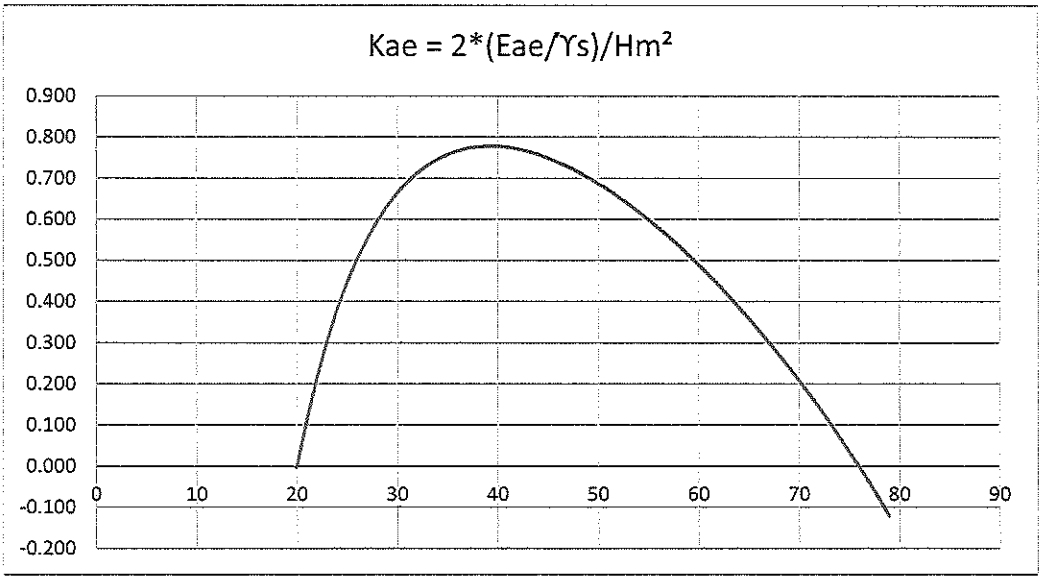


Tabla para el cálculo del (Kae) coeficiente máximo del empuje activo sísmico, para talud truncado						
θ° para Kae max	θ°	Fs=Kh*(W/Ys) (m²)	Eas/Ys (m²)	Eae=Ea+Eas (m²)	Kae = 2*(Eae/Ys)/Hm²	#(1)→Kae max
	20	4.27	5.22	-0.02	-0.004	0
	21	4.02	4.87	0.60	0.113	0
	22	3.80	4.56	1.14	0.214	0
	23	3.60	4.27	1.60	0.302	0
	24	3.41	4.01	2.01	0.379	0
	25	3.24	3.77	2.36	0.445	0
	26	3.07	3.55	2.66	0.503	0
	27	2.92	3.34	2.93	0.552	0
	28	2.78	3.15	3.15	0.595	0
	29	2.65	2.98	3.35	0.632	0
	30	2.53	2.81	3.52	0.664	0
	31	2.41	2.66	3.66	0.690	0
	32	2.31	2.52	3.78	0.713	0
	33	2.20	2.38	3.87	0.731	0
	34	2.10	2.26	3.95	0.746	0
	35	2.01	2.14	4.01	0.758	0
	36	1.92	2.03	4.06	0.766	0
	37	1.84	1.92	4.09	0.773	0
	38	1.76	1.82	4.11	0.776	0
39	39	1.68	1.73	4.12	0.778	1
	40	1.61	1.64	4.12	0.778	0
	41	1.54	1.55	4.11	0.775	0
	42	1.47	1.47	4.09	0.771	0
	43	1.40	1.39	4.06	0.765	0
	44	1.34	1.32	4.02	0.758	0
	45	1.28	1.25	3.97	0.749	0
	46	1.22	1.18	3.92	0.739	0
	47	1.16	1.12	3.86	0.728	0
	48	1.11	1.05	3.79	0.716	0
	49	1.06	0.99	3.72	0.702	0
	50	1.01	0.94	3.64	0.687	0
	51	0.96	0.88	3.56	0.672	0
	52	0.91	0.83	3.47	0.655	0
	53	0.86	0.78	3.38	0.637	0
	54	0.81	0.73	3.28	0.619	0
	55	0.77	0.68	3.18	0.599	0
	56	0.72	0.64	3.07	0.579	0
	57	0.68	0.60	2.96	0.558	0
	58	0.64	0.55	2.84	0.536	0
	59	0.60	0.51	2.72	0.513	0
	60	0.56	0.47	2.59	0.489	0
	61	0.52	0.44	2.46	0.465	0
	62	0.48	0.40	2.33	0.440	0
	63	0.44	0.37	2.19	0.413	0
	64	0.41	0.33	2.05	0.387	0
	65	0.37	0.30	1.90	0.359	0
	66	0.33	0.27	1.75	0.330	0

	67	0.30	0.24	1.60	0.301	0
	68	0.26	0.21	1.44	0.271	0
	69	0.23	0.18	1.27	0.240	0
	70	0.19	0.15	1.10	0.208	0
	71	0.16	0.12	0.93	0.175	0
	72	0.13	0.10	0.75	0.142	0
	73	0.09	0.07	0.57	0.107	0
	74	0.06	0.05	0.38	0.071	0
	75	0.03	0.02	0.19	0.035	0
	76	0.00	0.00	-0.01	-0.003	0
	77	-0.03	-0.02	-0.22	-0.041	0
	78	-0.06	-0.05	-0.43	-0.081	0
	79	-0.10	-0.07	-0.64	-0.122	0
				Kae max=	0.778	

39	**θae (°): Angulo de falla de la cuña del talud correspondiente al máximo Kae**



ANEXO 3

Memorias de cálculo para el muro de contención de altura h= 2.60 m

	Proyecto:	*Municipio:*
DISEÑO MUROS CONTENCIÓN EN VOLADIZO (puede incluir PILOTES)	Muros de contención, vías cra 43B x calle 1 sur y 1A sur MDE	Medellín

1	***Localización:***	Carrera 43B entre calles 1 sur y 1A sur
2	***Referencia, río o quebrada***	Barrio El Poblado
3	***Norma de diseño:***	CCP-14

1	*DATOS SUELO PARA CÁLCULO DE EMPUJES*	versión	2026.03.30

1.1 Propiedades del suelo

	Propiedades del suelo	Elemento del muro en contacto con suelo: Muro	Vástago	Zarpa	Estudio suelos pág.
4	Peso unitario suelo γs (t/m³) =	1.80	1.80	1.80	53
5	Cohesión C (t/m²) =	0	0	0	53
6	Ángulo fricción interno del suelo ϕ (°)	28	28	28	Anexo 6
	Ángulo fricción interno del suelo ϕ (rad)	0.489	0.489	0.489	
7	Factor para estimación del ángulo de fricción δ entre suelo y muro (ver ROM 05-05) $f_{\phi\delta}$ =	2/3	1/3	2/3	
	Ángulo fricción entre suelo y muro $\delta = \phi * f_{\phi\delta}$ (°), aplica mínimo δ=10° para vástago y para estabilidad de muros sin talón	18.7	10.0	18.7	
	f_μ = valor de disminución del coeficiente de fricción μ	0.00	0.00	0.00	
	Ángulo fricción para cálculos entre suelo y muro $\delta = \phi * f_{\phi\delta}$ (rad)	0.326	0.175	0.326	
	Coef fricción suelo/muro $\mu = \tan(\delta) - f_\mu$	0.34	0.18	0.34	

ROM 05-05:

Tabla 3.7.1. ***Valores máximos del ángulo de rozamiento entre el paramento del muro y el terreno, en función del ángulo de rozamiento del terreno, ϕ***

	Suelos granulares y suelos cohesivos a largo plazo	Suelos cohesivos a corto plazo
Paramentos perfectamente lisos (*)	0	0
Acero	ϕ • (2/3)	0
Hormigón prefabricado/otros tipos de fábricas/escolleras/madera	ϕ • (2/3)	0
Hormigonado contra el terreno	ϕ	0

* Tratados con asfalto, alquitrán, betún, etc.

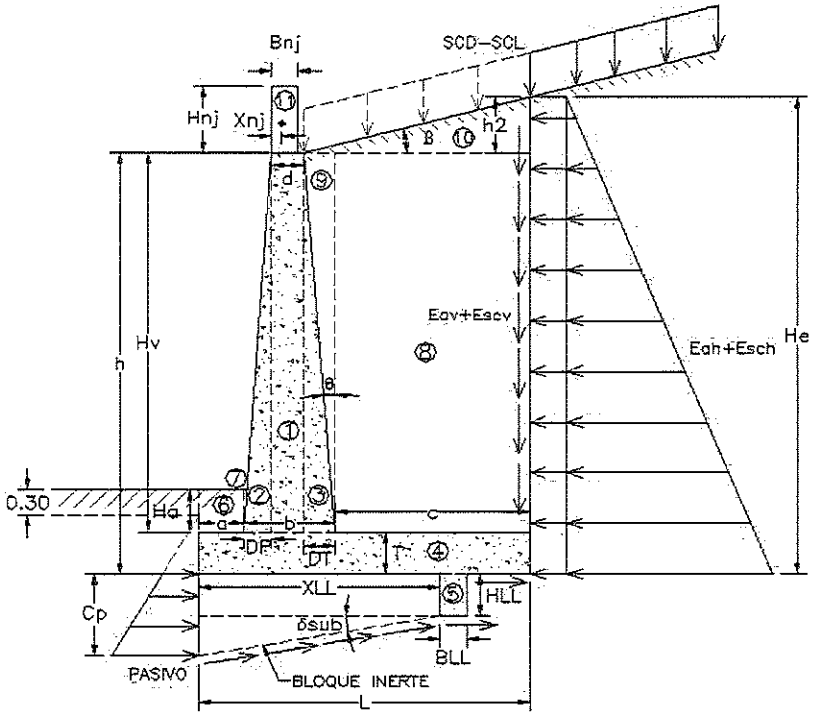
El rozamiento entre el terreno y el muro influye sobre la magnitud del movimiento necesario para la movilización total de los empujes por lo que, salvo una justificación especial, se tendrán en cuenta las estimaciones siguientes del ángulo de rozamiento δ entre el terreno y el muro:

a) para empuje activo y muro rugoso; $\delta \leq \frac{2}{3}\phi'$, como es la situación de muro encofrado contra el terreno

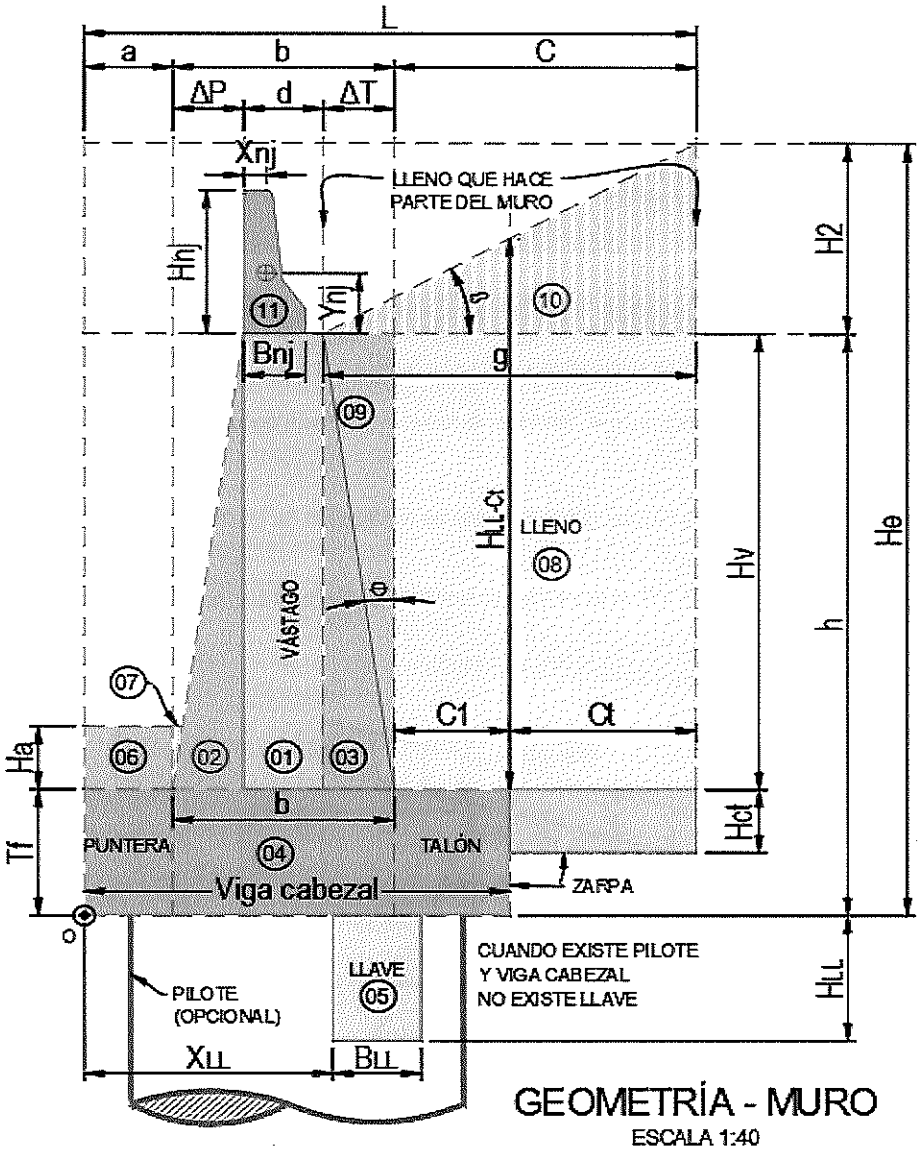
b) para empuje activo y muro poco rugoso; $\delta \leq \frac{1}{3}\phi'$, como es la situación de muro encofrado a doble cara

c) para empuje activo y muro liso: $\delta = 0$, si se emplea la hipótesis de Rankine o el empleo de lodos tixotrópicos

d) para empuje pasivo: $\delta \leq \frac{1}{3}\phi'$



2 GEOMETRÍA DEL MURO EN CONCRETO



GEOMETRÍA - MURO

ESCALA 1:40

		GEOMETRIA DEL MURO DE CONTENCIÓN	Formula referencia	Valor referencia	Variable	Valor	
	M8						HR
8	m1	h: altura del Muro sin llave debajo de la zarpa			h (m) =	2.60	H
9	M31	Tf = Espesor de la zarpa de fundación **min 0**	h/10	0.36	Tf (m) =	0.4	(Hv + Hnj)
10		a = Voladizo delantero de la zarpa o puntera	h/4	0.65	a (m) =	1.8	P
11		ΔP = distancia horizontal del chaflan delantero del vástago (PIE)	Tan(ΔP/Hv), mín 0.02	0.045	ΔP (m) =	0.1	
	m2	d = espesor de corona > h/24 o 0,25	h*/24	0.25	d (m) =	0.3	t
12		ΔT = f = distancia horizontal del chaflan trasero del vástago (TALON)			ΔT (m) =	0	ΔT
13	M32	C = Long del Talón = L-a-b (ojo SI incluye ct si existe)			C (m) =	0.40	(He + Hnj)
	m3	b = ΔP+d+ΔT: Base mayor del Vástago	> Hv/10	0.22	b (m) =	0.40	
	M27	Hv = Altura del vástago = h-Tf			Hv (m) =	2.20	2.20
	M33	L = a+b+c: Longitud de la zarpa (fundación	sin pilote L = (2/3)h	1.73	L (m) =	2.60	100%
14		ct = Long del tramo Talón (zarpa), después de la viga cabezal (a+b+c) para el caso del muro sobre pilotes			ct (m) =	0.00	↑ L/h ↑
15		Hct = altura o espesor del tramo del Talón (zarpa), después de la viga cabezal (a+b+c1) para el caso del muro sobre pilotes			Hct (m) =	0.00	

	DENTELLÓN (llave bajo la zarpa) para controlar el deslizamiento			Variable	Valor	
16	BLL = ancho (base sección) del dentellón (llave) bajo zarpa		No aplica para fundación con pilotes	BLL (m) =	0.40	BLL
17	HLL = altura (de la sección) del dentellón (llave) bajo zarpa			HLL (m) =	0.55	HLL
	dLL = HLL/(tan θi): distancia CRITICA o mínima horizontal desde el extremo trasero de la zarpa (C) para no incrementar la altura del dentellón (HLL), a la altura (He) en la evaluación del empuje activo, de lo contrario habría que considerar (He+HLL).		θi (°): angulo cuña de falla emp activo	dLL (m) =HLL/(tan θi)		XLL max (m) = L-dLL-BLL
19	XLL max ubicación del dentellón según su geometría (BLL HLL) para no aumentar la profundidad del empuje activo He, debe cumplir que θa=ángulo de falla de la cuña del talud correspondiente al máximo Ka: coeficiente de empuje activo (estático o dinámico)	Condicion de Rankine	θ= 45°+ϕ/2	59	0.33	1.87
		sismo estado limites	ϑae (°)	40.0	0.66	1.54
		reposo estado limites	ϑa (°)	47.0	0.51	1.69
		Selección θ para control posicionde dentellón	ϑseleccionado (°)	47.0	0.51	1.69
18	XLL = distancia desde el inicio voladizo delantero (puntera o pie) hasta inicio de la llave bajo zarpa. NO APLICA PARA FUNDACIÓN CON	2*L/3-BLL/2	1.53	XLL (m) =	1.75	*OJO disminuir XLL*
	θLL: Angulo con la horizontal correspondiente al XLL selecionado, que debe ser menor al ángulo ϑ de la cuña de falla, para taludes inclinados	θLL=atan [HLL/(L-XLL-BLL)]		θLL (°)	50.7	OJO ϑ > ϑsel → He aumenta

		New Jersey, bordillos, defensas vehiculares			Variable	Valor	
20		**Bnj**: Base equivalente al rectángulo con área = al New Jersey o bordillo = (área NJ) / Hnj			Bnj (m) =	0.00	Bnj
21	M29	**Hnj**: Altura real del New Jersey o bordillo			Hnj (m) =	0.00	
22		**Xnj**: Distancia horizontal del centroide de la geometría real del New Jersey o bordillo, medido desde la esquina frontal (intradós) de la corona (d)	Bnj*34%	0	Xnj (m) =	0.00	Xnj
23		**Ynj**: Distancia vertical del centroide de la geometría real del New Jersey o bordillo, medido desde la esquina frontal (intradós) de la corona (d)	Hnj*40%	0	Ynj (m) =	0.00	Ynj

		Lleno sobre la puntera o pie (Zarpa)					
24		**Ha** = altura de lleno (no erosionable), sobre la cara superior del voladizo delantero (a) de la zarpa.			Ha (m) =	0.50	Ha

	Lleno sobre el talón (Zarpa)	Variable	Valor	
m5	**He = h+h3**: altura del lleno de suelo en el extremo del talón, donde termina C	He (m) =	2.38	2.38
	$H_{LL\rightarrow Ct}$ = altura del lleno del suelo donde comienza -Ct-, depende de (β) la inclinación (si existe) del lleno sobre el talón	$H_{LL\rightarrow Ct}$ (m) =	2.38	
	g = C + ΔT: base del triángulo superior del lleno (a nivel de la corona) sobre el talón (**C**) y el trasdós del vástago (**ΔT**)=	g (m) =	0.40	
	h3 = g*tan (β): altura (desde la corona) del triángulo del lleno inclinado en el extremo del talón =	h3 (m) =	0.183784	
	h_{LL} = Incremento que podría aplicar para aumentar de la altura del lleno (h+h3) donde se evalúa el empuje activo que actúa en el muro y depende de la posición de la llave bajo la zarpa (X_{LL}), la altura de la llave H_{LL}), ver NOTA con criterio de evaluación h_{LL}. Condición si ($L-X_{LL}-B_{LL}$)>H_{LL} →hLL=0, de lo contrario $h_{LL}=H_{LL}$, ver numeral 3) de la NOTA.	h_{LL} (m) =	0.55	

3	*GEOMETRIA DEL LLENO TRUNCADO EN EL TRADOS DEL MURO EN CONCRETO*

25	0.3		**B1** (m) distancia desde el trasdós de la corona, con lleno horizontal
26	2		**Xt**: relación de la distancia horizontal (H) vs una unidad de distancia vertical (V=1), del lleno inclinado sobra la zarpa del muro
	0.464		Ω (rad) : atan(1/X) ángulo de inclinación del lleno después de la distancia B1 de
	26.6		Ω (grados):
	1.70		**ΔH** (m) = distancia vertical (altura) desde la corona (vástago) hasta la meseta del
	3.40		**ΔLΩ**(m) = ΔH/tan(Ω) distancia horizontal del talud correspondiente al ángulo Ω
	0.10		**ΔL1** (m) = **(ΔT+C-B1)** (m) distancia desde el trasdós de la corona, con lleno horizontal
	3.30		**ΔL2** (m) **=ΔLΩ -ΔL1**
	0.40	**b2= B1+ΔL1**(m)	0.40 **b2** (m) = **C+ΔT**
	3.70		**ΔLβ** (m) = **ΔLΩ +B1** distancia horizontal del talud ficticio para utilizar las fórmulas dela inclinación del talud truncado medido desde el trasdós de la

0.43	**β = atan(ΔH/ΔLβ)**: ángulo del talud ficticio del talud truncado medido desde el trasdós de la corona hasta la altura del talud truncado
24.68	β (grados)
0.05	**h2** (m) **=ΔL1*tan(Ω)**: Altura del triangulo del lleno con inclinación (Ω) sobre el extremo del talón (ΔT+C)
0.184	**h3** (m) **=(C+ΔT)*tan(β)** altura de un triangulo auxiliar, del lleno con inclinación (β) sobre el extremo del talón (ΔT+C)

ΔHE = (h3-h2): Corrección de altura del lleno que empuja para el caso de que el talud real tenga una inclinación (Ω) e inicie a una distancia horizontal (B1) de la corona (h3-h2)	**ΔHE** (m) =	0.134
27 ΔHE (m) selecionada para cálculos	**ΔHE** (m) =	0.134
He = h+H2+hLL-ΔHE : Altura total del lleno (que empuja al muro)	**He (m)=**	3.20

NOTA: criterio para determinar si la altura (hLL) y la posición de la llave XLL incrementaría el empuje activo, para ser sumada (hLL) a la altura (He=h+H2) del suelo hasta la base inferior de la zarpa y así estimar la altura total que empuja al muro (tener en cuenta que cuando existe fundación con pilotes no existe llave bajo la zarpa). **h**LL presenta dos posibles valores:

1) hLL=HLL, sí la posición horizontal de la llave bajo la zarpa, medida desde el extremo de la zarpa donde termina el talón (L-BLL-XLL) < (HLL)/[tan(θsel)] → se debe considerar la altura adicional **hLL= HLL** para evaluar el empuje activo, es decir, que la altura del empuje pasivo actúa hasta la cara inferior de la llave, He=h+H2+hLL

2) hLL=0 cero si la posición (horizontal) de la llave medida desde el extremo donde termina el talón (L-BLL-XLL) ≥ (HLL)/tan(θsel) de dicha llave. Esta es la condición ideal o más eficiente para no aumentar la altura del empuje pasivo He=h+H2.

3) **Regla general: Para que la teoría de Rankine sea válida, el dentellón (llave bajo la zarpa) debe estar ubicado de tal forma que no "intercepte" la superficie de falla que sube desde la punta inferior del talón de la zarpa hacia la superficie del trasdós, esta superficie según la teoría de Rankine hace un ángulo con la horizontal de θ=(45°+ϕ/2) con φ=ángulo de fricción interno del suelo que empuja. ϑ para Coulomb y Rankine es el ángulo con la horizontal del plano inclinado de la cuña activa que se desliza y genera el empuje activo, solo es posible cuando el muro se mueve horizontalmente, provocando una expansión lateral y liberando los esfuerzos en estado de reposo del suelo (Ko).**

	Ángulos del talud β y de la cara trasera del sistema de muro θ			
	θv = Angulo con la vertical de la parte inclinada del vástago en el trasdós, $\theta v = \tan^{-1}(\Delta T/Hv)$, depende de la geometría del vástago cuyos datos se entran más adelante	**ΔT (m)**	**0**	
		Hv (m) =	**2.20**	θ (grados)
M5a	**θv vástago → para Ka (coeficiente de empuje activo del suelo)** solo APLICA para el diseño estructural del vástago (en cualquier caso) y cuando los muros no tienen talón (muro sección L solo con puntera)	**θv** (rad)	0.000	0.00
M5b	**θv** = 0°: Angulo de la cara trasera del muro en contacto con el suelo que empuja, caso cuando tiene talón (trasdós) es decir, existe el lleno sobre el talón -C-, para el cálculo del Ka (coeficiente de empuje activo del suelo) para muros cuya zarpa tenga talón y cuando se evalúa la estabilidad global.	**θv** (rad)	0	0.00
	θv cálculos = Angulo con la vertical de la cara trasera del muro **para calculo del muro**	**θ cálc (rad)=**	**0.00**	

NOTA 1: el centroide (XT) de las áreas de los triangulo (inexistentes) que se deben restar como fuerza vertical y momentos estabilizadores del lleno sobre el talón se miden desde el inicio de la puntera (pie) de la zarpa (delantera)

XT (m): distancia del centroide del triangulo con respecto al inicio de la puntera (zarpa), donde se evalúa el momento

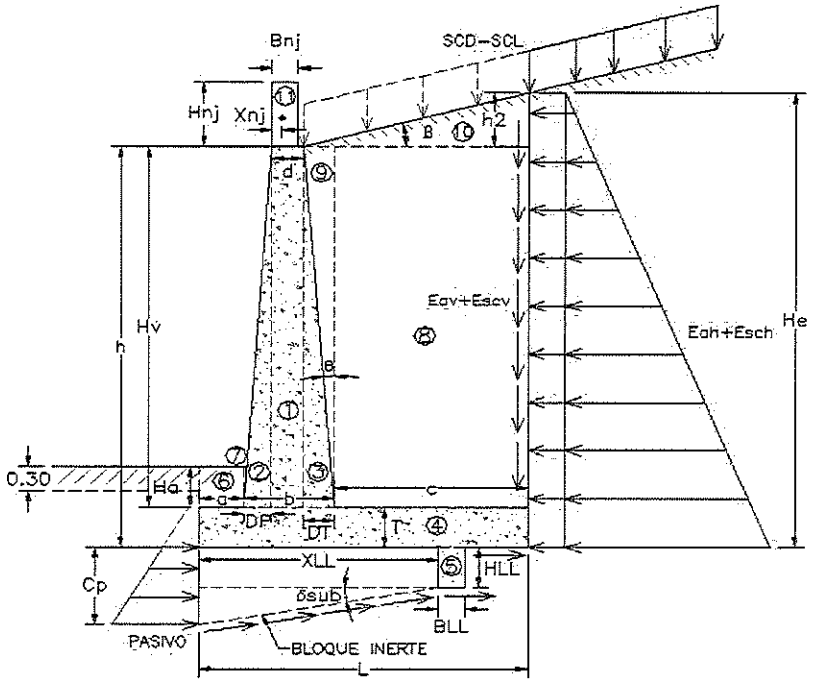
1.80	Peso unitario suelo γ_s (t/m³) **sobre el talón de la zarpa**

Pesos y momentos del suelo sobre el talón (zarpa) y el ΔT (trasdós) del vástago, áreas de lleno localizadas después de corona, elementos que no existen y que se deben a restar como solicitaciones (fuerza y momentos) estabilizadoras

triangulo	Fórmula área	Fórmula centroide (XT) ver nota 1	Área (m²)	peso (t)/ml de muro	XT (m)	mto (t.m)/ml muro
1	(b2*h3)/2	**a+ΔP+d+b2*(2/3)**	0.037	0.066	2.47	0.163
2	(ΔL1*h2)/2	a+ΔP+d+B1+(2/3)*ΔL1	0.003	0.005	2.57	0.012
Σ	Total a restar en el peso del lleno y el momento estabilizados con respecto al inicio de la puntera		0.034	0.062	2.459	0.152

28		unidad ángulo	β	Ω
	β = Angulo de inclinación del lleno en la corona, con respecto a la horizontal	(°)	24.7	26.6
		(rad)	0.431	0.464
	Relación 1: vertical a (xβ) horizontal que da la inclinación del TALUD del lleno en corona	(xβ)	2.18	2.00

cos(β) =	0.909	**$\cos^2(\beta)$ =**	0.826



4 CALCULOS DE COEFICIENTES DE EMPUJES DEL SUELO, SOBRE EL MURO

M4A	Elementos en contacto con suelo →					Muro	Vástago	Zarpa
M4A	Ángulo fricción interno del suelo ϕ (rad)					0.489	0.489	0.489
M4A	Ángulo fricción interno del suelo ϕ (grados)					28.0	28.0	28.0
					cos (φ)	0.88	0.88	
					$\cos^2(\varphi)$	0.78	0.78	
M4A	Ángulo fricción para cálculos entre suelo y muro $\delta = \phi * f_{\phi\delta}$ (rad)					0.326	0.175	0.326
M4A	Ángulo fricción para cálculos entre suelo y muro $\delta = \phi * f_{\phi\delta}$ (grados)					18.67	10.00	18.67
M4A	β (rad) = Angulo de inclinación del lleno en la corona, con respecto a la horizontal					0.431	0.431	
					cos(β)	0.91	0.91	
					$\cos^2(\beta)$	0.83	0.83	
M4A	**θ cálculos** = Angulo con la vertical de la cara trasera del muro, en radianes					0.000	0.000	
M4	Coeficiente de empuje de suelos estáticos					Muro	Vástago	
M4	**Ka = (1 - senϕ) / (1 + senφ) Coeficiente de empuje activo (método Rankine) llenos horizontales en el trasdós**					**0.361**	**0.361**	
	Ca = raíz[($\cos^2(\beta)$-$\cos^2(\phi)$] constante aux para el calculo de Coeficiente de empuje activo (método Rankine) con lleno inclinado (β) desde el trasdós de la corona					**0.215**	**0.215**	

		Elementos en contacto con suelo →	Muro	Vástago	Zarpa	
		Ka = cos(β){[cos(β)-raíz[(cos²(β)-cos²(ϕ)] / [cos(β)+raíz[(cos²(β)-cos²(φ)]} Coeficiente de empuje activo (método Rankine) con lleno inclinado (β) desde el trasdós de la corona	0.561	0.561		
	M4	Ka = Coeficiente de empuje activo (método de Coulomb)	0.552	0.550		pag estudio suelos ↓
29	M4	Ka = Coeficiente de empuje activo a usar en los cálculos, estimada por el método de los estados limites	0.389	0.389		*53*
		Ka (Vast / Muro)	100%	100%		
		Ko = 1 - senϕ: coeficiente de empuje REPOSO	0.53	0.53	0.53	
		Kp = (1 + senϕ) / (1 - senϕ) Coeficiente de empuje pasivo	2.77	2.77	2.77	

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2,$$

donde el coeficiente de empuje activo esta dado por:

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta + \theta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi)\sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta)\cos(\beta - \theta)}}\right]^2},$$

donde:

γ = peso activo del suelo.

ϕ = coeficiente de fricción interna del suelo.

θ = ángulo que forma la pared interior del muro con la vertical.

δ = ángulo de fricción entre le muro y el suelo.

β = ángulo que forma la superficie del suelo con la horizontal.

La teoría de Rankine es uno de los pilares de la ingeniería geotécnica para calcular el empuje de tierras, pero no es una "fórmula mágica" universal; se basa en un estado de equilibrio plástico que requiere condiciones muy específicas para ser válida

las condiciones fundamentales que deben cumplirse para aplicarla correctamente:

1) Muro perfectamente vertical: La cara interna del muro (la que toca el suelo) debe ser un plano vertical a 90°

2) Muro liso (Sin fricción): Rankine ignora el rozamiento entre el muro y el suelo. Se asume que no hay fuerzas tangenciales en la interfaz

3) Suelo homogéneo e isotrópico: Las propiedades del suelo (como el peso específico γs y el ángulo de fricción interna ϕs deben ser constantes en toda la masa analizada

4) Superficie del relleno plana: El terreno detrás del muro debe ser horizontal o tener una inclinación constante (talud infinito), para aplicar la fórmula $Ka = (1 - sen\varphi) / (1 + sen\varphi)$.

5) Deformación suficiente: El muro debe **alejarse** de la masa de suelo. Si el muro no se mueve lo suficiente, el suelo no alcanza el estado de falla activa y la fórmula subestimará la presión real.

6) Falla incipiente: Se asume que el suelo está en un estado de "equilibrio plástico", lo que significa que cada punto de la masa de suelo está a punto de fallar por corte

7) No considera cohesión (en su forma básica): Si el suelo tiene cohesión (c), la fórmula debe ajustarse restando el término 2c\raíz{Ka}, lo cual genera una zona de grietas de tensión que Rankine permite modelar

8) Nivel freático: Si hay agua, debes calcular la presión del agua por separado y sumarla al empuje efectivo del suelo.

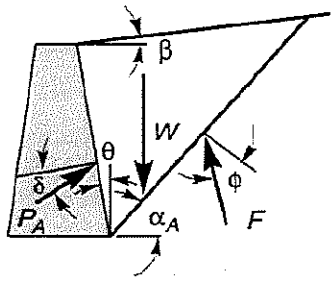
Si la teoría de Rankine es la opción "idealizada", la teoría de Coulomb es la opción pragmática y realista. Desarrollada en 1776, esta teoría es mucho más versátil porque permite modelar situaciones que ocurren en la vida real, como muros inclinados o con fricción.

Para aplicar la fórmula de Coulomb (que permite variables más complejas) de manera correcta, deben cumplirse las siguientes condiciones:

1) Fricción Muro-Suelo (δ): Se reconoce que el muro no es liso. Existe un ángulo de rozamiento externo entre el material del muro y el suelo. Generalmente, se asume que δ está entre 1/2 y 2/3 de φ

2) Inclinación del Respaldo (θ): El lleno detrás del muro no tiene que ser vertical; puede tener una inclinación respecto a la horizontal.

3) Superficie del Relleno (β): El terreno detrás del muro puede tener cualquier ángulo de inclinación constante.



Hipótesis de la falla de Coulomb, basa su cálculo en el análisis de una cuña de falla.

4) Cuña Rígida: Se asume que el suelo falla como un bloque o cuña rígida que se desliza sobre un plano de falla lineal.

5) Cuerpo Isotrópico y Homogéneo: El suelo dentro de la cuña tiene propiedades uniformes

6) Falla de Corte: Se considera que la resistencia al corte del suelo se moviliza totalmente a lo largo de la superficie de deslizamiento.

Condiciones del Movimiento para que el empuje sea activo según Coulomb

7) Desplazamiento hacia afuera: El muro debe moverse o rotar lo suficiente hacia afuera (alejándose del relleno) para permitir que la cuña de suelo deslice hacia abajo y hacia adelante.

8) Fricción Ascendente: Debido al descenso de la cuña de suelo, la fuerza de fricción sobre el muro actúa hacia arriba

Limitaciones Importantes para utilizar la fórmula de Coulomb

9) Suelos Granulares: La fórmula clásica de Coulomb está diseñada primordialmente para suelos sin cohesión (c = 0). Aunque existen extensiones para suelos cohesivos, la versión estándar no la incluye.
10) Superficie de Falla Plana: Coulomb asume que la superficie de falla es un plano recto. En la realidad (especialmente en el empuje pasivo o con mucha fricción), esta superficie suele ser curva (espiral logarítmica). Esto hace que Coulomb sea **muy preciso para el empuje activo**, pero tienda a sobreestimar peligrosamente el empuje pasivo

Tabla de referencia de coeficientes de empujes para varios ángulo de fricción del lleno detrás del muro

β (rad) =	0.431	Coeficientes de empujes → RANKINE		
Ángulo fricción interno del suelo ϕ		**Ka = Coef activo, tiene en cuenta β**	**Ko = Coef empuje reposo**	**Kp = Coef empuje pasivo**
(°) grados	(rad)			
28	0.49	0.56	0.53	2.77
29	0.51	0.52	0.52	2.88
30	0.52	0.49	0.50	3.00
31	0.54	0.46	0.48	3.12
32	0.56	0.43	0.47	3.25
33	0.58	0.40	0.46	3.39
34	0.59	0.38	0.44	3.54
35	0.61	0.36	0.43	3.69
36	0.63	0.34	0.41	3.85
29.6	0.52	0.50	0.51	2.95

5 *COEFICIENTES DEL EMPUJE SISMICO (MONONOBE OKABE)*

CCP14 #3.10 — EFECTOS SÍSMICOS: EQ

3.10.2 — Amenaza Sísmica — La amenaza sísmica en el sitio del puente debe describirse por medio del espectro de aceleraciones para el sitio y los factores de sitio correspondientes al tipo de perfil de suelo en el sitio.

3.10.2.1 — Procedimiento General — El Procedimiento General debe usar el coeficiente de Aceleración Pico del Terreno (PGA) y los coeficientes de periodo corto y periodo largo (S_S y S_1 respectivamente) para calcular el espectro como se especifica en 3.10.4. Debe determinarse los valores de PGA, S_S y S_1 de las Figuras 3.10.2.1-1 a 3.10.2.1-3 según corresponda, o de los valores, o mapas, especiales aprobados por la entidad contratante del diseño y construcción.

3.10.3.1 — Definición de los Tipos de Perfil de Suelo

El tipo de perfil de suelo sitio debe clasificarse como A a F de acuerdo con la definición de los tipos de perfil de suelo de la Tabla 3.10.3.1-1. Los tipos de perfil de suelo deben clasificarse de acuerdo con la rigidez del suelo determinada por medio de mediciones de la velocidad de onda de cortante en el suelo medida en los 30 m superiores del perfil. También puede utilizarse el número de golpes determinado por medio del Ensayo de Penetración Estándar (SPT), y por medio de las resistencias al corte no drenado de muestras de suelo obtenidas de las perforaciones, para clasificar los tipos de perfil de suelo como se indica en la Tabla 3.10.3.1-1.

	Tabla 3.10.3.1-1 — Definición de los Tipos de Perfil de Suelo	
	Tipo de perfil de suelo	**Características del perfil**
1	A	Roca competente con velocidad medida de onda de cortante, $v_s \geq 1500$ m/s.
2	B	Perfil de roca de rigidez media con v_s en el intervalo, 1500 m/s > $v_s \geq 760$ m/s.
3	C	Perfiles de suelo muy densos o roca blanda con velocidad medida de onda de cortante v_s en el intervalo, 760 m/s > $v_s \geq 360$ m/s o
	C	perfiles que cumplan con cualquiera de los dos criterios siguientes: $N > 50$ golpes/pie, o $Su > 100$ kPa (≈ 1 kgf/cm2).
4	D	Perfiles de suelos rígidos con velocidad medida de onda de cortante v_s en el intervalo, 360 m/s > $v_s \geq 180$ m/s o
	D	perfiles que cumplan con cualquiera de los dos criterios siguientes: N en el intervalo 50 golpes/pie $> N \geq 15$ golpes/pie, o Su en el intervalo 100 kPa (≈ 1 kgf/cm2) > $S_u \geq 50$ kPa (≈ 0.5 kgf/cm2)
5	E	Perfiles de suelos rígidos con velocidad medida de onda de cortante $v_s < 180$ m/s o
	E	perfiles que cumplan con cualquiera de los dos criterios siguientes: $N < 15$ golpes/pie, o $S_u < 50$ kPa (≈ 0.5 kgf/cm2), o
	E	cualquier perfil con H > 3 m de arcilla blanda, definida como un suelo con IP > 20 , $w > 40\%$ y $S_u < 25$ kPa (≈ 0.25 kgf/cm2)
6	F	Suelos que requieren evaluación particular de sitio, tales como:
	F	• Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.
	F	• Turbas o arcillas altamente orgánicas (H > 3 m de turba o arcillas altamente orgánicas donde H =espesor del suelo)
	F	• Arcillas de alta plasticidad (H >7.5 m con IP > 75)
	F	• Estratos de arcillas con rigidez de media a blanda de gran espesor (H >36 m)
N = número de golpes del ensayo de penetración estándar (SPT) (golpes/pie) (ASTM D1586) para los primeros 30 m del perfil de suelo (3.10.3.1)		
S_u = resistencia no drenada a cortante de suelo cohesivo (MPa) (3.11.5.7.2b)		
v_s = velocidad de onda de cortante para los 30 m superiores del perfil de suelo (m/s) (3.10.3.1)		

VARIABLES PARA APLICACIÓN DE LA CARTILLA DE LA GOBERNACIÓN DE ANTIOQUIA	CARTILLA	CCP14	% CART / CCP14
Regiones sísmica parámetro PGA	3	11	27.3%
Tipo de perfil de suelo, Tabla 3.10.3.1-1	1	6	16.7%
	CARTILLA	REALIDAD	% CART / REALIDAD
Características del suelo, pareja de Ys densidad y φ ang fricción interno	3	12	25%

Nota: en la selección de la pareja de propiedades del suelo (Υ = densidad y φ = ángulo fricción interno), la gama de combinaciones en la realidad pueden ser muchas, siendo el extremo mínimo de 6 parejas: 3 para suelos friccionales y 3 para cohesivos, pero un mejor espectro podría abarcar más de 10 parejas representativas de valores de estas parejas (Y,φ) si se desea enmarcar en CARTILLAS con diseños típicos de muros.

Tabla 3.10.3.2-1 — Valores del factor de Sitio, F_{pga}, en el período de vibración cero del Espectro de Aceleraciones

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos (Véase la Nota 1)				
	$PGA \leq 0.1$	$PGA = 0.2$	$PGA = 0.3$	$PGA = 0.4$	$PGA \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2

Notas:

1. Se debe usar una interpolación lineal para valores intermedios de PGA
2. Para el perfil tipo F debe realizarse un estudio de sitio particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda.

Tabla 3.10.3.2-1 - Valores de sitio, Fpga, en el periodo de vibración cero del espectro de aceleraciones						
perfil ID	PGA (ccp14 # 3.10.3.1) mapa →	*0.1*	*0.2*	*0.3*	*0.4*	*0.5*
1	PERFIL A =1	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
2	PERFIL B =2	1	1	1	1	1
3	PERFIL C =3	1.2	1.2	1.1	1	1
4	PERFIL D =4	1.6	1.4	1.2	1.1	1
5	PERFIL E = 5	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
6	PERFIL F = 6	ver nota 2	ver nota 3	ver nota 4	ver nota 5	ver nota 6

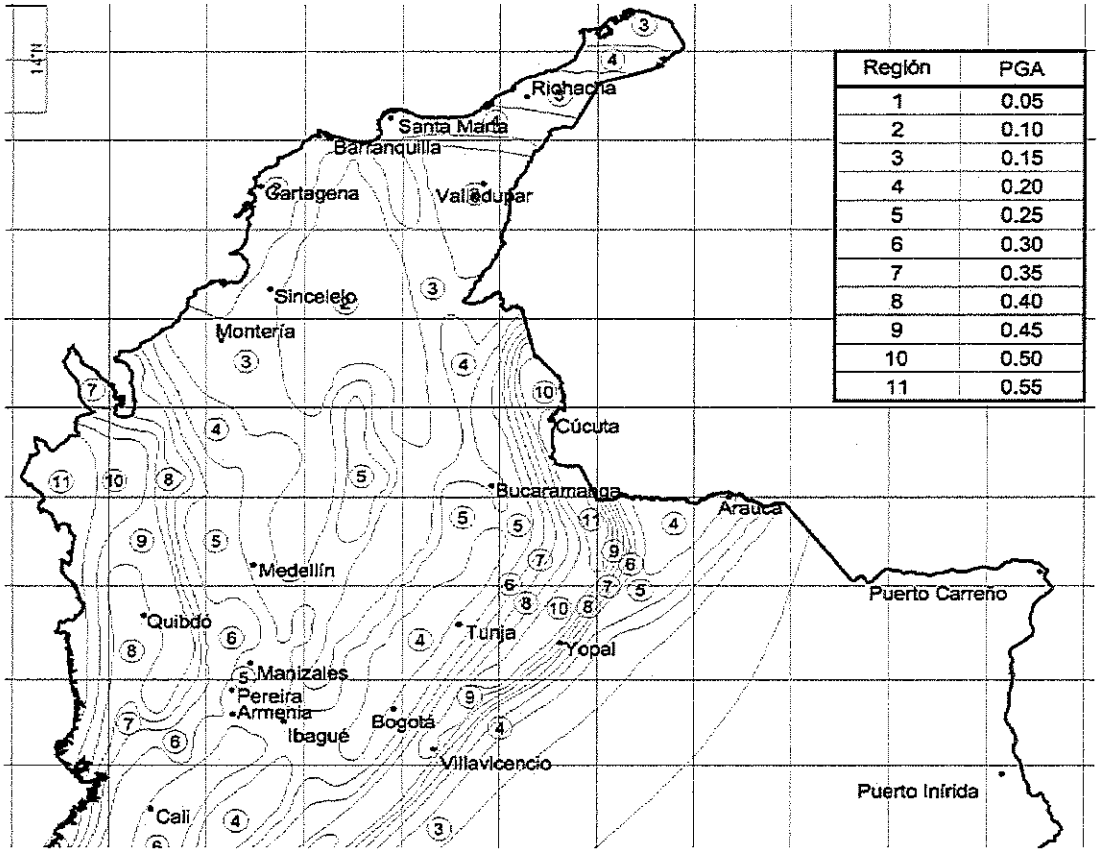


Figura 3.10.2.1-1 CCP14 — Aceleración Pico Horizontal del Terreno *PGA* con 7% de probabilidad de excedencia en 75 años (aproximadamente 1000 años de período promedio de retorno) expresada en la aceleración de la gravedad (g).

La **Aceleración Pico Horizontal del Terreno** (conocida comúnmente como **PGA**, por sus siglas en inglés: *Peak Ground Acceleration*) es uno de los parámetros más críticos en la ingeniería sísmica

En términos sencillos, representa la mayor aceleración horizontal registrada (o esperada) en el suelo durante un terremoto en un lugar específico. Piensa en ello como el "tirón" o la sacudida más fuerte que experimentará la base de una estructura (edificio o puente).

A diferencia de la magnitud de un sismo (que mide la energía total liberada en el foco), el PGA mide qué tan fuerte se mueve el suelo en un punto concreto de la superficie, Se expresa normalmente en g (la aceleración de la gravedad, aproximadamente 9.81 (m/s^2) o en cm/s^2.

Dirección: Aunque los sismos mueven el suelo en todas direcciones, el diseño estructural se enfoca principalmente en la componente horizontal, ya que la mayoría de las estructuras (edificios, puentes) son más vulnerables a los esfuerzos de corte (laterales) que a los verticales.

Factores que influyen en el PGA

1. Magnitud del sismo: A mayor energía liberada, mayor potencial de aceleración.

2. Distancia a la falla: Generalmente, a mayor distancia del epicentro, la aceleración disminuye (atenuación).

3. Tipo de suelo: Este es un factor clave. Los suelos rocosos tienden a vibrar menos, mientras que los suelos blandos o arcillosos pueden **amplificar** las ondas sísmicas, resultando en un PGA mucho más alto que en terreno firme.

Aunque el PGA es útil, solo nos dice el valor máximo de aceleración en un instante. Para diseñar un a estructura (edificio, puente) completo, los ingenieros utilizan un Espectro de Diseño, que es una curva que muestra cómo responderán estructuras de diferentes alturas (periodos) ante ese PGA inicial

Nota importante: Un PGA de **0.1g** ya se considera capaz de causar daños en estructuras mal construidas, mientras que sismos mayores pueden superar fácilmente **0.5g** o incluso **1.0g**.

	PGA = Coeficiente de aceleración pico del terreno (adim.), **depende de la ubicación del muro**		
	UBICACION MEDELLIN región 4 → Mapa de la Figura 3.10.2.1-1 CCP14		
30	M0	0.2	**Carrera 43B entre calles 1 sur y 1A sur**
31		D	Tipo de perfil de suelo (dato del estudio de suelos)
		4	# identificador de la letra que identifica el perfil del suelo, (# asignado a la letra que identifica el perfil del suelo) así: A=1, B=2, C=3, D=4, E=5

FPGA : En términos físicos y prácticos, el factor de sitio para periodo nulo (denotado comúnmente como Fa o SDS dependiendo de la norma) representa la aceleración máxima del terreno (PGA o Peak Ground Acceleration) en la superficie, comparada con lo que ocurriría en roca firme.

Para entender su significado físico, hay que desglosarlo en tres conceptos clave:

1. El Periodo Nulo (T = 0) Físicamente, un periodo de 0 segundos corresponde a una estructura infinitamente rígida. Imagina un bloque de concreto macizo pegado directamente al suelo. Como no tiene flexibilidad, no oscila; se mueve exactamente igual que el suelo debajo de él. Por lo tanto, la aceleración de esa "estructura" es la aceleración del terreno.

2. El Efecto de Amplificación: Cuando las ondas sísmicas viajan desde el foco (en la profundidad) hasta la superficie, deben atravesar capas de suelo.
En Roca: Las ondas viajan rápido y con poca deformación. En Suelos Blandos: Al llegar a estratos menos densos, las ondas reducen su velocidad pero aumentan su amplitud para conservar la energía.
El factor de sitio mide qué tanto "infla" ese suelo específico la sacudida inicial. Si el factor es 1.5, significa que el suelo está amplificando un 50% la aceleración que vendría originalmente desde la roca.

3. Representación en el Espectro de diseño (la curva que nos dice cuánta fuerza recibe una estructura (edificio o puente) según su periodo de vibración (T), el factor de periodo nulo es el punto de partida en el eje vertical (Y).

Punto de anclaje: Es el valor donde la curva (espectro) toca el eje Y cuando el periodo T es 0 (cero).

Sensibilidad: Este factor es especialmente sensible a la rigidez de los primeros 30 metros de suelo (el famoso V_{s30})

RESUMEN

Concepto FPGA	**Significado**
Físico	Es la aceleración "cruda" que siente la estructura apoyada o cimentada sobre el suelo.
Dinámico	Es el límite de aceleración para estructuras sin flexibilidad (T=0)
Geotécnico	Es el índice de cuánto "filtra" o "potencia" el suelo local donde se apoya la estructura, la energía sísmica generada el el foco (Roca).

M1	**Valores de sitio de la Tabla 3.10.3.2-1 - Fpga, en el periodo de vibración cero del espectro de aceleraciones para el perfil de suelo**			**Tipo perfil suelo →**	**D**
	Rango para PGA →	*0.1*	*0.2*	*0.3*	*0.4*	*0.5*
	Fpga para perfil suelo →	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0

	PGA	Fpga
Ubicación muro en mapa figura 3.10.2.1-1 CCP14	0.2	1.40
valor inferior	*0.20*	1.40
valor superior	*0.30*	1.20

32	M1	Fpga = factor de sitio para periodo nulo en el espectro de respuesta de aceleraciones (CCP-14 #ral 3.10.3.2)	Fpga =	1.40

11.6.5 — Diseño sísmico para estribos y muros de contención convencionales.

11.6.5.2 — Cálculo de los Coeficientes de Aceleración Sísmica para el Diseño del Muro

11.6.5.2.1 — Caracterización de la Aceleración en la Base del Muro — El coeficiente sísmico de aceleración horizontal (**kh**) para el cálculo de las presiones y las fuerzas sísmicas laterales del suelo debe determinarse con base en el PGA en la superficie del terreno (es decir, **k_{ho}= Fpga*PGA = As** , donde **k_{ho}** es el coeficiente sísmico de aceleración horizontal suponiendo que no ocurre ningún desplazamiento del muro). El coeficiente de aceleración determinado en la superficie original del terreno debe considerarse como el coeficiente de aceleración que actúa en la base del muro. Para muros cimentados sobre suelos de clase A o B (roca dura o blanda), **k_{ho}** debe estar basado en 1.2 veces el coeficiente de aceleración pico del terreno ajustado por sitio (es decir, **k_{ho}=1.2*Fpga*PGA**).

El coeficiente sísmico de aceleración vertical, **kv** , **debe suponerse igual a cero** para el cálculo de las presiones laterales del suelo, a menos que el muro esté significativamente afectado por efectos de fuente cercana (ver el Artículo 3.10), o si es probable que aceleraciones verticales relativamente altas actúen simultáneamente con la aceleración horizontal.

CCP14 #ral 11.6.5.2.2 — Estimación de la aceleración que actúa sobre la masa del muro...Si el muro es libre de moverse lateralmente bajo la influencia de la carga sísmica y si el movimiento lateral del muro durante el evento sísmico de diseño es aceptable para el propietario, K_{h0} debe reducirse para tener en cuenta la deformación lateral permitida del muro. La selección de una deformación lateral máxima aceptable debe tener en cuenta el efecto que esa deformación tiene sobre la estabilidad del muro bajo consideración, el nivel deseado de desempeño sísmico, y el efecto que esa deformación pudiese tener sobre cualquier red de servicios públicos o estructura soportada por el muro. Donde el muro sea capaz de desplazarse de 25 mm a 50 mm o más durante el evento sísmico de diseño, K_h puede reducirse hasta 0 0.5K_{h0} sin llevar a cabo un análisis de deformaciones usando el método de Newmark

As = coeficiente de aceleración sísmica pico efectiva del terreno modificado por un factor de sitio debido a periodo corto (11.6.5) (C11.8.6) (11.10.7.1)

	M2	**As** = Fpga*PGA (3.10.4.2-2)	**As** =	0.28
32		**As** = la aceleración pico del terreno en la superficie ajustada para el sitio (#ral 11.6.5.3 — Cálculo de las presiones sísmicas activas del suelo)	**As** =	0.28
		Kh = coeficiente de empuje activo horizontal por sismo	**Kh** = As/2	0.14
33		**Kh** = coeficiente de empuje activo horizontal por sismo a usar en cálculos	**Kh** a usar	0.14

	Kv = coeficiente de empuje activo vertical por sismo, A11.3.2 — Modificación del Método de Mononabe-Okabe para Considerar la Cohesión. Recomienda asumir Kv=0	**Kv =**	0
	$K1=\cos^2(\phi-\theta-\beta)/(\cos\theta.\cos^2\beta.\cos\rho)$	K1=	1.00
	$\text{sen}(\phi-\theta-i)$		0.000
	$K2=[1+\text{raíz}\{(\text{sen}(\phi+\delta)*\text{sen}(\phi-\theta-i)/(\cos\rho * \cos(i-\beta)\}]^2$ para el δ del muro (no del vástago)	K2=	1.00
	Kae=K1/K1 CALCULADO	***Kae=***	***0.997***
34	Kae a usar en cálculos (especificado en estudio de suelos)	***Kae=***	***0.577***
35		**pag estudio suelos →**	***53***

			MURO con lleno		Vástago	
			(°) grados	(rad)	(rad)	
	ϕ = Angulo de fricción interno del suelo del lleno detrás del muro	**ϕ**	28	0.49	0.49	
	fricción interno entre el suelo del lleno sobre el talón y el lleno detrás del talón para estimar en ángulo de fricción entre ambos	**fϕδ**	2/3			
	δ = ϕ*fϕδ (ángulo de fricción entre superficie de suelo y el muro cuando tiene talón)	**δ**	18.7	0.33		
	δ = ϕ*fϕδ para vástagos (ángulo de fricción entre superficie de suelo y el concreto del muro cuando NO tiene talón	**δ** (muro L sin talón)	10.0		0.17	
	δ =	**δ cálculo**	18.7	0.33	0.17	
	β = inclinación del lleno en el respaldo del muro respecto a eje horizontal	**β**	24.68	0.431	0.43	
m4	**θ** = inclinación del respaldo del muro respecto a eje vertical	**θ**	0.00	0.000	0.00	0.00
	Ψ = θMO = $\tan^{-1}$(Kh/(1-Kv))	**Ψ = θMO**	7.97	0.139	0.14	
		ϕ - β =	3.32	0.06	0.06	
	Ψ ≤ ϕ - β verificación de la condición	**Ψ ≤ (ϕ-β)**	NO CUMPLE MONONOBE OKABE	NO CUMPLE MONONOBE OKABE	NO CUMPLE MONONOBE OKABE	
		ρ1 = δ + Ψ + θ	26.6	0.46	0.31	
		ρ2 = ϕ - Ψ - β	-4.6	-0.08	-0.08	
		ρ3 = ϕ - Ψ -θ	20.0	0.35	0.35	

$\phi - \beta \geq \psi$,

$\gamma = \gamma_d$,

$\psi = \tan^{-1}\left[\frac{k_h}{(1-k_v)}\right]$.

	MURO con lleno	Vástago
cos (ρ1 = δ + Ψ + θ)	0.894	0.951
seno (ρ2 = ϕ - Ψ - β)	-0.081	-0.081
cos² (ρ3 = ϕ - Ψ -θ) =	0.883	0.883
cos² (θ) =	1.000	1.000

seno (ϕ + δ) =	0.727	0.616
cos (β - θ) =	0.909	0.909
K3 = seno (ϕ + δ) * seno (ρ2 = δ - Ψ - β)	-0.059	-0.050
K4 = cos (ρ1 = δ + Ψ + θ)*cos (β - θ) =	0.812	0.864
K2 = [1+raiz(K3/K4)]² = (1 + raíz{seno (ϕ + δ)*seno (ρ2) / [cos (ρ1)*cos (β - θ)]})²=	#¡NUM!	#¡NUM!
K5 = cos (Ψ) * cos² (θ) * cos (ρ1 = δ + Ψ + θ)	0.885	0.942
K1= cos² (ρ3) / K5 = cos² (ϕ - Ψ -θ) /[cos (Ψ) * cos² (θ) * cos (ρ1 = δ + Ψ + θ)]=	0.997	0.937

M3

36

K1= cos² (ρ3) / K5 = cos² (φ - Ψ -θ) /[cos (Ψ) * cos² (θ) * cos (ρ1 = δ + Ψ + θ)] K2 = [1+raiz(K3/K4)]² = (1 + raíz{seno (φ + δ)*seno (ρ2) / [cos (ρ1)*cos (β - θ)]})²	MURO con lleno	Vástago
Kae = K1 / K2 = calculado	#¡NUM!	#¡NUM!
Kae = K1 / K2 = a usar dependiendo de recomendación de estudio de suelos	0.577	0.577
pag estudio suelos →	*53*	*53*
MURO CON LLENO →Kae-horizontal = Kae*cos (δ) =	0.547	
MURO CON LLENO → Kae-vertical = Kae*seno (δ) =	0.185	
VÁSTAGO → Kae-horizontal = Kae*cos (δ+θ)		0.569
VÁSTAGO → Kae-vertical = Kae*seno (δ+θ)		0.100

donde el **coeficiente dinámico de presión de suelo activo,** K_{AE}, esta dado por:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\psi)}{\cos\psi\cos^2\theta\cos(\delta+\theta+\psi)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\delta+\phi)\sin(\phi-\beta-\psi)}{\cos(\delta+\theta+\psi)\cos(\beta-\theta)}}\right]^2},$$

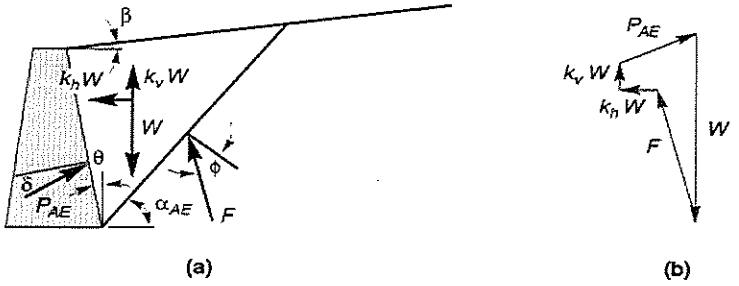


Figura 3: (a) Fuerzas actuando en la cuña activa en el análisis de Mononobe-Okabe. (b) Polígono de fuerzas ilustrando el equilibrio de fuerzas actuando sobre la cuña.

6 CARATERISTICAS DE LOS MATERIALES DEL MURO EN CONCRETO

	2.4	γ_c (t/m³)	Peso especifico del concreto
37	280	**f'c** (kg/cm²)	Resistencia a compresión del concreto
	4200	**fy** (kg/cm²)	Resistencia a fluencia del acero

7 CARGAS VERTICALES (PESOS) E INERCIAS Y SUS CORRESPONDIENTES MOMENTOS

Fi =Ai*Yi: Peso o Fuerza vertical, todas son estabilizadoras con respecto al pto (a) inicio de la cara inferior de la puntera de la zarpa

dih = Brazo horizontal al Pto (a = extremo delantero o inicio de la puntera de la zarpa cara inferior)

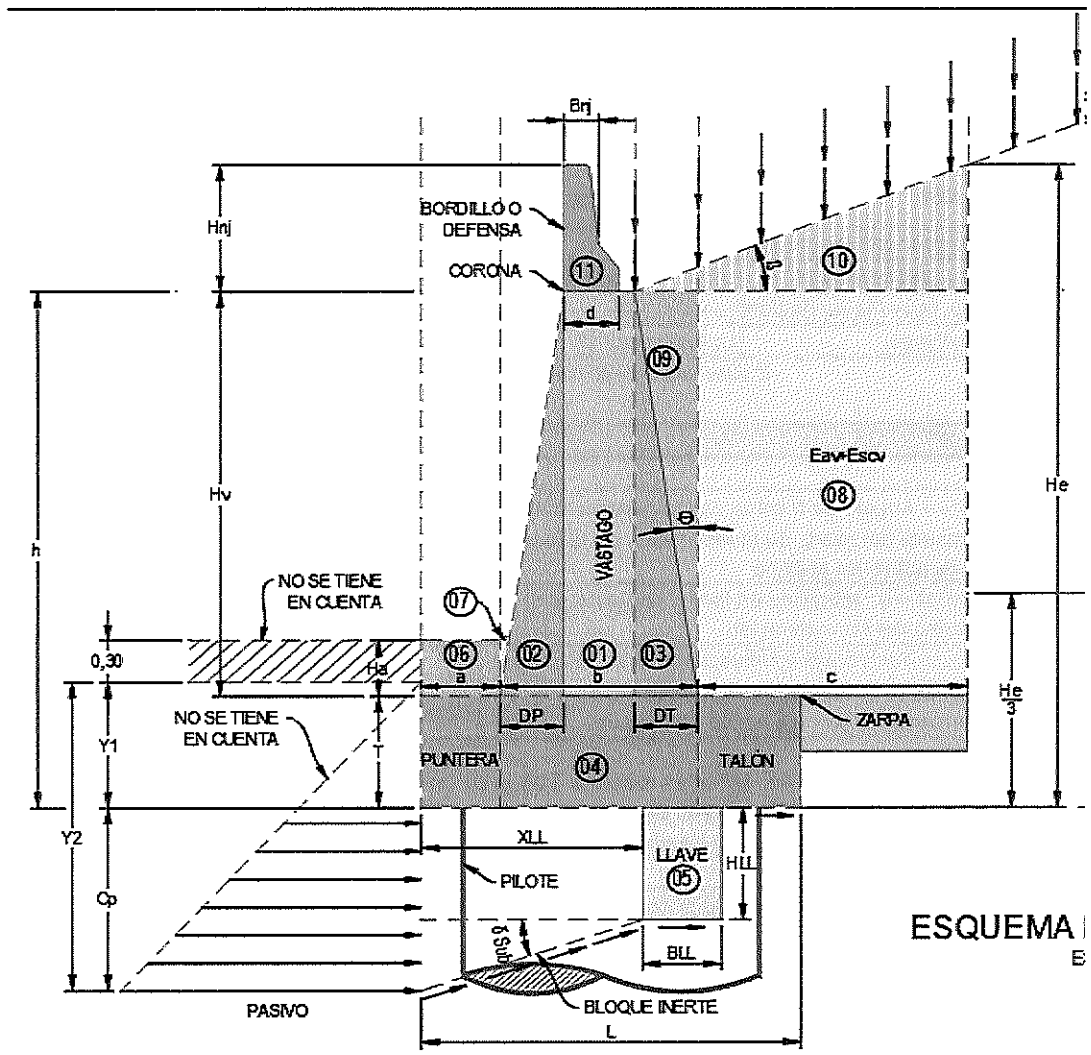
Mie= Fi*dih = Momento x cargas verticales estabilizadoras

div = Brazo vertical al Pto (a = medida desde la cara inferior de puntera)

Mis = Fi*div = Momento x cargas horizontales (sismo)

	FUERZAS VERTICALES (xml de muro)			PESOS	MTOS X PESOS		MTOS INERCIAS (SISMO)	
Fig.	Localización	Ai = Área (m²)/ml	Peso unitario Yi (t/m³)	**Fi** = Ai*Yi (t/ml)	dih (m)	Mie = Fi*dih (t*m/ml)	div (m)	**Mis** = Fi*div (t*m/ml)
1	Rectángulo vástago	0.66	2.40	1.58	2.05	3.25	1.5	2.376
2	Triángulo delantero vástago	0.11	2.40	0.26	1.87	0.49	1.13	0.299
3	Triángulo trasero vástago (trasdós)	0.00	2.40	0.00	2.20	0.00	1.13	0.000

	4	Rectángulo zarpa (incluye Ct si existe)	1.04	2.40	2.50	1.30	3.24	0.2	0.499
	5	Rectángulo llave bajo zarpa	0.22	2.40	0.53	1.95	1.03	-0.275	-0.145
38	6	Rectángulo suelo sobre puntera (a)	0.90	1.80	1.62	0.90	1.46	0.65	1.053
	7	Triángulo suelo sobre chaflan delantero del vástago	0.01	1.80	0.01	1.81	0.018	0.733333	0.008
	8	Rectángulo de suelo sobre talón (c) hasta (Hv) la corona del muro	0.88	1.80	1.58	2.40	3.80	1.5	2.376
	9	Triángulo de suelo sobre chaflan trasero del vástago (base=ΔT) hasta la corona del muro	0.00	1.80	0.00	2.20	0.00	1.866667	0.000
	10	Triángulo de talud inclinado (β) desde la corona hasta la proyección vertical del talón	0.04	1.80	0.07	2.47	0.16	2.66	0.176
38		Resta de figura para corregir que el triangulo real del talud inclinado es (Ω) y que empeza a una distancia B1	-0.03	1.80	-0.06	2.46	-0.15	2.64	-0.163
	11	Barrera o bordillo sobre corona	0.00	2.40	0.00	1.90	0.00	2.60	0.000
	12	Tramo del talón, después de la viga cabezal para el caso del muro sobre pilotes, que sobresalga el talón	0	2.40	0.00	2.60	0.00	0.40	0.000
		∑ =			8.09	1.64	13.30	0.80	6.48
	Fig.	Localización	Ai = Área (m²)/ml	Peso unitario Yi (t/m³)	Fi = Ai*Yi (t/ml)	dih (m)	Mie= Fi*dih (t*m/ml)	div (m)	Mis= Fi*div (t*m/ml)
		FUERZAS VERTICALES (xml de muro)			PESOS			INERCIAS (SÍSMO)	



7.1	Combinaciones de cargas y solicitaciones últimas por el peso del muro (verticales e inerciales para caso de sismo)

M9	Solicitaciones de servicio por masas del muro			
	∑ elementos	Fi: Pesos = masa x gravedad (t)	Mie: Mto estabilizador x el peso muro (t.m)	Mis: Mto inerciales fza sísmica (t.m)
	DC: concreto	4.87	8.01	3.03
	EV: suelo	3.28	5.44	3.61
	∑ =	8.15	13.46	6.64

fmc = Factores de mayoración para DC=Pesos concreto
fms = Factores de mayoración EV= pesos suelo

Fiu = Peso o Fuerza vertical última
Mieu = Fiu*dih = Momento último x pesos estabilizadores
Misu = Fiu*div = Momento último x sismo (actuando sobre 100% de la masa)
Misu posteriormente se debe afectar por Kh = coeficiente de aceleración horizontal

Descripción	combinación	fmc	fms	Fiu (t)	Mieu (t.m)	Misu (t.m)
peso max (soporte fundación)	1.25DC+1.35EV	1.25	**1.35**	10.52	17.36	
peso mín. (deslizamiento)	0.90DC+1.00EV	0.9	**1**	7.67	12.65	
Peso max (soporte fundación	1.50DC+1.35EV	1.5	**1.35**	11.74	19.37	
evento extremo	1.00DC+1.00EV	1	**1**	8.15	13.46	6.64
			Factor entre peso mín. y peso máx. →	73%		

8 *FUERZAS Y MOMENTOS POR EMPUJES*

			radianes	grados
	δ inclinado = Ángulo de fricción con la perpendicular a la cara trasera del muro, da la inclinación de la fuerza del empuje activo en el muro	δ =	0.326	18.7
	δ horizontal = 0, tomando en forma conservadora la fuerza horizontal sin inclinación	δ = 0	0.000	0.00
39	δ_{Ea} cálculo horizontal = Seleccionar el ángulo con la horizontal, de la inclinación de la fuerza correspondiente al empuje activo en el muro	δ_{Ea} cálculo	0.326	18.7

Nota: si la dimensión (c) del talón, es menor a 0.30 m se condiera δ inclinado = Ángulo de fricción concreto suelo δ = ϕ/3+θ, para C > 0.30 m δ = ϕ(2/3), es un criterio personal, ya que con una dimensión pequeña de (C) podría resultar liberal usar ϕ(2/3) en vez de (ϕ/3+θ)

8.1 Alturas equivalentes de suelo por sobre cargas en el suelo detrás del muro

Cohesión C del suelo que empuja al muro (t/m²) =	0
Peso unitario del suelo que empuja al muro γs (t/m³) =	1.80

ESV: (Earth Surcharge Vertical) carga vertical muerta como espesor equivalente de suelo, para evaluar la **sobrecarga permanente** (como una edificación arriba del muro)

40	M6	h_{SC} (m)=	**0.00**	Altura equivalente en suelo por otra **sobrecarga viva** según norma CCP-14, tabla 3.11.6.4-2

Tabla 3.11.6.4-2 — Alturas equivalentes de suelo para carga vehicular sobre muros de contención paralelos al tráfico

Altura del Muro de Contención (mm)	h_{eq} (m) Distancia desde el respaldo del muro al borde del tráfico	
	0.0 mm	300 mm o más
1500	1500	600
3000	1000	600
≥ 6000	600	600

8.2	Coeficientes empujes activos estáticos

			Radianes	Grados
M5	δ_{Ea} cálculo horizontal = Seleccionar el ángulo con la horizontal, de la inclinación de la fuerza correspondiente al empuje activo en el muro	δ_{Ea} = $\delta + \theta$: cálculo	0.326	18.7

Coeficiente de Empuje activo Ka(i) en MURO		Ka	Kah = Ka*cos(δ_{Ea})	Kav = Ka*sin(δ_{Ea})
	Ka(i)	0.389	0.369	0.125

Ka coeficiente empuje activo (para cálculos)

Kah componente horizontal de empuje (desestabilizadora)

Kav componente vertical de empuje (estabilizadora)

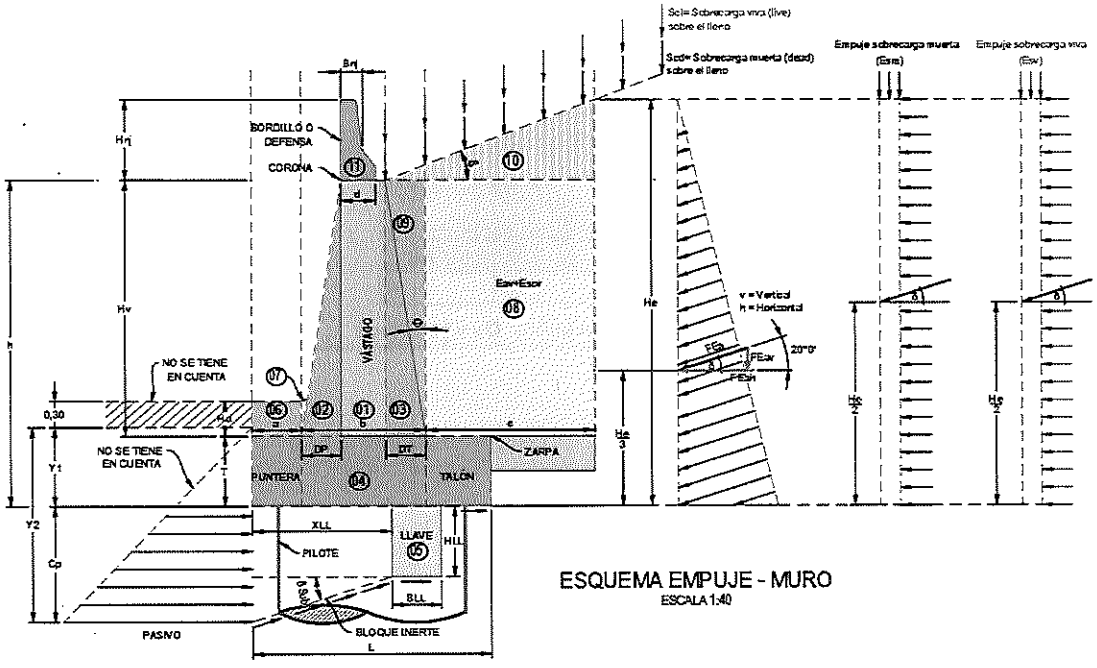
8.3	Alturas de suelo equivalentes por sobrecargas

		Tipo de carga		
		ESV muerta	LSV viva	Ea
M10	**Heqv (m):** Altura de lleno equivalente para tipo de carga →	**0.00**	**0.00**	3.20
	Peso unit suelo γs (t/m³) →	1.80	1.80	1.80
41	σv carga vertical (t/m²) →	**0.00**	0.00	5.76

σv = Presión vertical (en el extremo inferior del talón) $\sigma v = \gamma s \cdot Heqv$

8.4	Fuerzas y momentos por empujes activos estáticos

M11	Fza y Mtos estáticos de servicio		Dirección del empuje en el muro				
	Descripción	Tipo de carga	Ea inclinado	Ea-hor	Ea-vert	Ea chequeo	
	Presiones máximas (base) x empuje (sin cohesión) (t/m²)	ESV (t/m²)	0.000	0.000	0.000	0.000	ESV = Sobrecarga Muerta
		LSV (t/m²)	0.000	0.000	0.000	0.000	LSV = Sobrecarga Viva
		Ea (t/m²)	2.241	2.123	0.717	2.241	Ea = Empuje activo
	Fuerzas empuje (Incluyendo la cohesión)	ESV (t/m)	-	-	-	0.000	
		LSV (t/m)	-	-	-	0.000	
		Ea (t/m)	3.586	3.397	1.148	3.586	
	Brazos vertical (respecto extremo inferior de puntera)	ESV (m)		1.60	2.60		
		LSV (m)		1.60	2.60		
		Ea (m)		1.07	2.60	Σ	
	Mtos (+) estabilizador y (-) desestabilizador)	ESV (t*m/ml)		-	-	-	
		LSV (t*m/ml)		-	-	-	
		Ea (t*m/ml)		- 3.62	2.98	- 0.640	
	Empuje activo horizontal: Eah = γ.Kah.He²/2-2.C.He*(Kah)^0.5						



ESQUEMA EMPUJE - MURO
ESCALA 1:40

8.5	Fuerzas y momentos por empujes activos dinámicos (sismo evaluado por el método de estados límites)

Nota: La presión máxima del empuje y la fuerza concentrada por sismo se supone triangular, pero para evaluar el momento por sismo se introduce el dato del brazo de concentración de la fuerza horizontal medida desde la cara inferior de la zarpa (como % de la altura He), esto equivale a una distribución trapezoidal del efecto por sismo

NOTA: Cálculos para un metro lineal (ml) de muro

0.326	δ_{Ea} (rad) cálculo = ángulo con la horizontal, de la inclinación de la fuerza correspondiente al empuje activo en el muro
1.80	γs (t/m³) Peso unitario del suelo que empuja al muro

M12			Tipo de carga		
	Altura de lleno (h) para tipo de carga →		Esm = Sobrecarga Muerta	s: sismo solo	Ea = empuje activo
	h eqv en suelo para Esm	h (m) =	0.00	3.20	3.20

Fza y Mtos por sismo		Componente del empuje		
Descripción	Tipo de carga	Ea-hor	Ea-vert	
Coef empuje activo Ka		0.37	0.12	
coef Mononobe-Okabe Kae		0.55	0.18	
coef sismo Ks = Kae - Ka		0.18	0.06	Diag. presión horiz
Presión horizontal máximas (t/m²)	Esm sismo	0.00	0.00	rectangul
	s: sismo	1.03	0.35	triangular
	Ea	2.12	0.72	triangular
Fuerza horizontal (t/m)	Esm sismo	0.00	0.00	
	s: sismo	1.64	0.56	
	Ea	3.40	1.15	
	∑s+Ea	5.042	1.703	
Brazos (respecto extremo inferior de puntera)	Esm sismo	1.60	2.60	
	s: sismo	1.28	2.60	
	Ea	1.07	2.60	
Mtos (t*m/ml)	Esm sismo	0.00	0.00	0.00
	s: sismo	-2.11	1.44	
	Ea	-3.62	2.98	
	∑s+Ea	-5.73	4.43	-1.30

			Selección	Cálculo
42	M7	φHv = Fracción que afecta la altura (h) del vástago para establecer la posición componente fza sismo desde la base. Distancia vertical del centroide de la forma geométrica del empuje, el valor máx. es 2/3=0.66 equivale a triangulo con base superior, 0.33 daría un triángulo con base inferior, 0.5 es rectángulo y valores intermedio son trapecios) →	40%	40%
		Fracción de la altura del muro donde donde se ubica verticalmente el BRAZO para el caso Fza x sismo (desde cara inferior de zarpa) según CCP-14 comentarios debe estar entre 0.40 y 0.50 de He, pero se toma entre 0.33 y 0.5 de He, debido a que la norma también permite que la distribución por sismo sea triangular lo que implica que el centroide de las presiones sísmicas estaría a 0.33He	36%	**OK CUMPLE resultante entre 0.33H y 0.5H**

La práctica pasada para localizar la resultante de las presiones estática y dinámica del suelo para la estabilidad externa del muro ha sido suponer una distribución uniforme de la presión lateral del suelo para los esfuerzos combinados estáticas más las sísmicas o, si las componentes estáticas y sísmicas de la presión del suelo se tratan por separado, se ha usado un trapezoide invertido para la componente sísmico, con la fuerza sísmica localizada a $0.6h$ por encima de la base del muro, y combinando esa fuerza con la distribucion estática normal de la presión del suelo (Seed y Whitman, 1970). Investigaciones más recientes indican que la localización de la resultante de la presión total del suelo (estática más sísmica) debe localizarse a $h/3$ por encima de la base del muro (Clough y Fragaszy, 1977; Al Atik y Sitar, 2010; Bray et al., 2010; y Lew et al., 2010a y b). Ver en el Apendice A11 una discusión adicional sobre este asunto. Como mínimo, la resultante combinada de la presión activa y sísmica del suelo (es decir, P_{AE}) debe localizarse no más abajo, con relación a la base del muro, que la resultante de la presión estática del suelo. Sin embargo, puede considerarse una localización ligeramente superior de la resultante combinada estática y sísmica (por ejemplo de $0.4h$ a $0.5h$), ya que hay evidencia limitada de que la resultante pueda estar más arriba, especialmente par muros en los cuales el impacto de la falla sea relativamente alto.

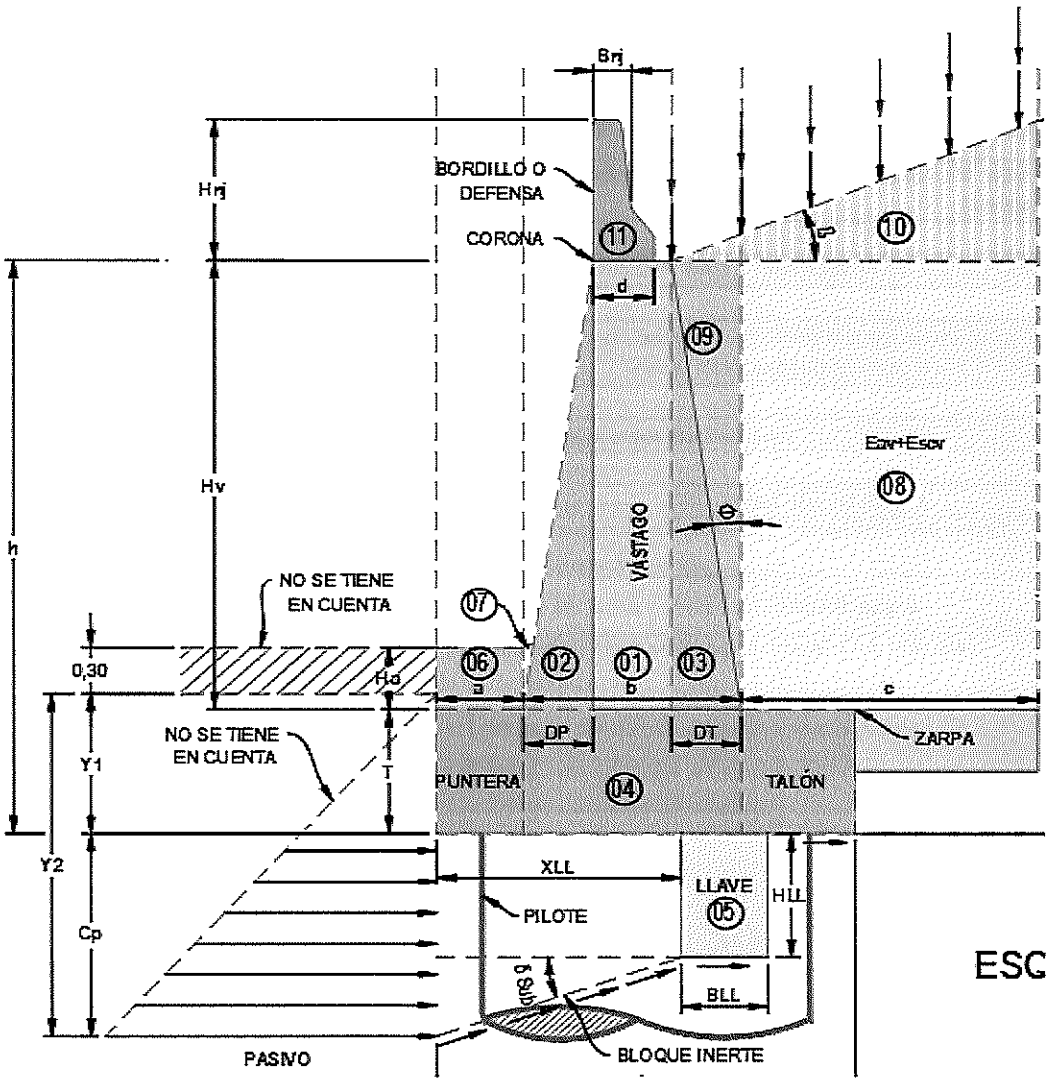
8.6 Solicitaciones por la inercia de muro (sismo en el muro)

Kh=coeficiente de empuje activo horizontal por sismo	Kh=(A/2)	0.14
Fv = Peso total del muro (incluye suelo sobre talón)	Fv (t/ml)	8.15
Eim: Fuerza horizontal inercial del muro (incluye suelo)	**Eim (t/ml)**	1.141
Mim: Momento volcador por fuerza inercial del muro (activada por sismo)	**Mim (t.m/ml)**	-0.930

9 CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD Y LAS PRESIONES SOBRE EL SUELO

9.1 Parámetros para determinar el coeficiente de fricción bajo la zarpa y el empuje pasivo de la llave, para control del deslizamiento

	Peso unitario suelo bajo la zarpa Υs (t/m³) =	1.80	
		Grados	radianes
	Ángulo fricción interno del suelo de apoyo de la zarpa ϕf(°)	28	0.49
	Factor para estimación del ángulo de fricción entre suelo y zarpa del muro (ver ROM 05-05) **$f_{\phi\delta}$ =**	2/3	
	Ángulo fricción entre suelo y zarpa del muro $\delta f = \phi * f_{\phi\delta}$ (°)	18.67	0.33
43	**selección del ángulo fricción entre suelo de fundación y zarpa del muro para usar en cálculos δf**	18.67	0.33
	coeficiente de empuje pasivo **Kp = (1 + sen ϕf) / (1 - sen ϕf)**	2.77	**pag estudio suelos ↓**
44	coeficiente de empuje pasivo **Kp a usar en cálculo según estudio de suelos**	2.78	***53***



	Coef fricción suelo de fundación / zarpa del muro μ = tan(δf)	0.34		
	Coef fricción suelo/muro m μ = tan(ϕf) se permite usar SI la zarpa se hormigona directamente contra el suelo de cimentación la norma CCP-14 (11.6.3.6 y 10.6.3.4)	0.53		
45	fμ: factor de disminución del Coef fricción suelo/muro, ejemplo fμ = 0.20*tan(ϕf) para muros prefabricados (ec 10.6.3.4-2)	0		
	Coef fricción suelo/muro μ = tan(ϕf) - fμ	0.53		
46	μ-cálculo = Coef fricción suelo de fundación /zarpa del muro a usar en cálculos	0.40	Pag estudio suelos →	53
	HLL (m) = altura (de la sección) de la llave bajo zarpa	0.55		
	XLL (m) = distancia desde la inicio voladizo delantero (puntera o pie) hasta la llave bajo zarpa	1.75		

	Cp (m) = Profundidad del bloque inerte del suelo (m), debajo de la puntera de la zarpa (para el caso de garantizar desarrollo del empuje pasivo) = HLL+XLL*tan (δf subrasante)	1.14	
	Cp (m) = Profundidad del bloque inerte del suelo, debajo de la puntera de la zarpa (para el caso de NO garantizar desarrollo del empuje pasivo)	0	
47	Cp (m) usada en cálculos = Selección de Profundidad del bloque inerte del suelo, debajo de la puntera de la zarpa	1.14	
	Profundidad de suelo delante del muro a descartar para aporte del empuje pasivo (1 pie=0.30 m)	0.3	
48	seleccionar la profundidad de suelo delante del muro a descartar para aporte del empuje pasivo, generalmente es 0.30 m	0	0.3

Per BDM Section 11.5.1, the top 1 ft. of fill at the toe shall be ignored for all design cases.

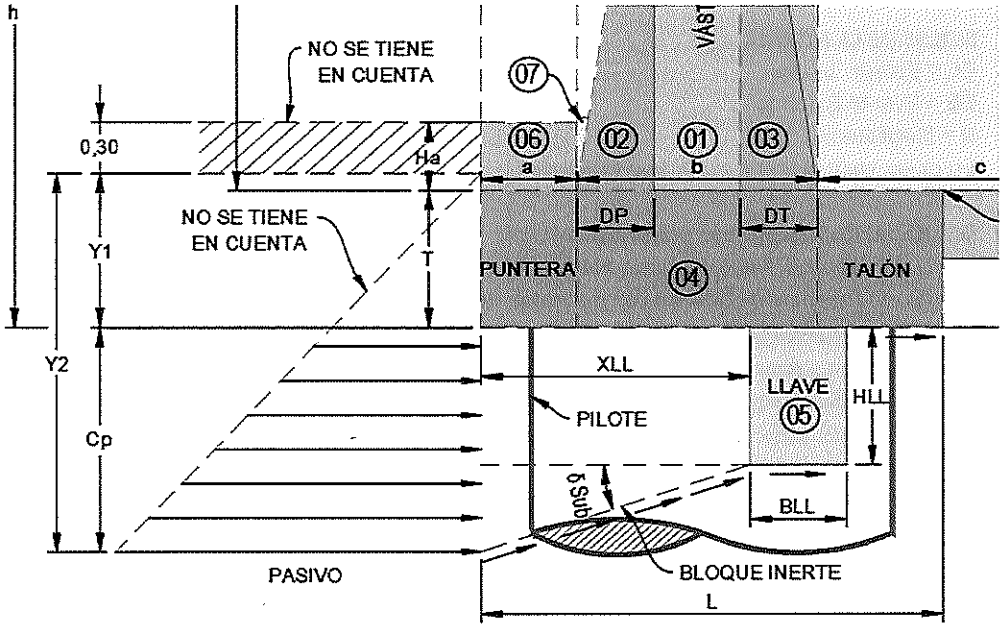
Si el suelo debajo de la zapata es no cohesivo, la resistencia nominal al deslizamiento entre el suelo y la cimentación se tomará como:

$$R_r = V \tan\delta \qquad (10.6.3.4\text{-}2)$$

para el cual:

$\tan\delta$ = $\tan\phi_f$ para concreto contra el suelo

= $0.8\tan\phi$ para zapata de concreto prefabricado



Peso unitario suelo bajo la zarpa Ys (t/m³) =	1.80			Fza del Empuje pasivo (t/ml)	
coeficiente de empuje pasivo Kp = (1 + sen φf) / (1 - sen φf)	2.78		Yi (m): Profundidades	Fpi: Fza Triang	chequeo Fza trapecio
Y1 = Profundidad de suelo delante del muro para el empuje pasivo Ha + Tf -0.3, cuya contribución se descarta para control de deslizamiento			0.90	2.03	5.14
Y2 = Y1 + Cp : Profundidad de suelo hasta la cual se considera el empuje pasivo en el bloque inerte del suelo, delante de la puntera del muro			2.04	10.42	5.28
Ep = Empuje pasivo, el 100% esta actuando desde la cara inferior de la zarpa hasta profundidad del bloque inerte				**8.398**	8.398

Fpi: Fza triangular pasiva = 0.5*Kp*Ys*(Yi²)

9.2	Combinaciones de carga

	EQ: Earth Quake que presenta las dos siguientes combinaciones
50%	% de afectación (según norma CCP-14) para la simultaneidad de efectos sísmicos entre la fuerza inercial del muro y el empuje dinámico
	Caso a: EQ = **1.0***Empuje dinámico (cuña del suelo detrás del muro)+ 0.50*Fza horizontal Inercial del muro que incluye suelo sobre el talón y la puntera
	Caso b: EQ= Máximo (0.50* Empuje dinámico o **1.0***Empuje Estático) + 1.0*(Fza horizontal Inercial del muro)

SIGLAS DE LA NORMA

EL = Estado Límite

EE = Evento Extremo

R = Resistencia

I = carga vertical I(a) Máxima I(b) Mínima

DC: (Dead Concrete) Peso propio del concreto

EV: (Earth Vertical) Peso del suelo sobre el muro (zarpa)

EH: (Earth Pressure incluye las componentes Horizontal y Vertical del empuje)

ESV: (Earth Surcharge Vertical) carga vertical como espesor equivalente de suelo, para evaluar la sobrecarga permanente (como una edificación arriba del muro)

ESH: (Earth Surcharge Horizontal) efecto (empuje) Horizontal por **ESV.** **ESH = Ka*ESV**

LSV: (Live Surcharge Vertical) carga vertical como espesor equivalente de suelo, para evaluar la sobrecarga viva (camión)

LSH: (Live Surcharge Horizontal) efecto (empuje) Horizontal por **LSV.** **LSH = Ka*LSV**

RESISTENCIA I: Combinaciones cargas estáticas (pesos con empujes estáticos)		para:
(1) EL-R-Ia1	(1.25DC+1.35EV+1.50EH+1.50ESH)	σ máx.
(2) EL-R-Ia2	(1.25DC+1.35EV+1.50EH+1.50ESH)+1.75LSH	σ máx.
(3) EL-R-Ia3	(1.25DC+1.35EV+1.50EH+1.50ESH)+1.50ESV+1.75LSH+1.75LSV	σ máx.
(4) EL-R-Ib1	(0.90DC+1.00EV+1.50EH+1.50ESH)	Exc-Desliz
(5) EL-R-Ib2	(0.90DC+1.00EV+1.50EH+1.50ESH)+1.75LSH	Exc-Desliz
(6) EL-R-Ib3	(0.90DC+1.00EV+1.50EH+1.50ESH)+1.50ESV+1.75LSH+1.75LSV	σ máx.
(7) EL-R-IV	1.50DC+1.35EV+1.50EH+1.50ESH+1.50ESV	σ máx.
EVENTO EXTREMO: Combinaciones para sismo (pesos con empujes dinámicos e inerci		para:
(8) EL-EE-Ia1	1.00DC+1.00EV+1.00EQ	Todo
(9) EL-EE-Ia2	1.00DC+1.00EV+1.00EQ+1.00ESH	Todo
(10) EL-EE-Ib1	1.00DC+1.00EV+1.00EQ	Todo
(11) EL-EE-Ib2	1.00DC+1.00EV+1.00EQ+1.00ESH	Todo

2.60	L (m) = a+b+c: Longitud de la fundación

9.3	Combinaciones de cargas y solicitaciones últimas por el peso del muro (verticales e inerciales para caso de sismo) **es igual al numeral 6.1**

M13	Descripción	combinación	fmc	fms	Fiu (t)	Mieu (t.m)	Misu (t.m)
	peso max (soporte fundación	1.25DC+1.35EV	1.25	1.35	10.52	17.36	
	peso mín. (deslizamiento)	0.90DC+1.00EV	0.9	1	7.67	12.65	
	Peso max (soporte fundación	1.50DC+1.35EV	1.5	1.35	11.74	19.37	
	evento extremo	1.00DC+1.00EV	1	1	8.15	13.46	6.64

9.4	Factores de mayoración para empujes y sobrecargas como alturas equivalentes de suelo sobre el lleno

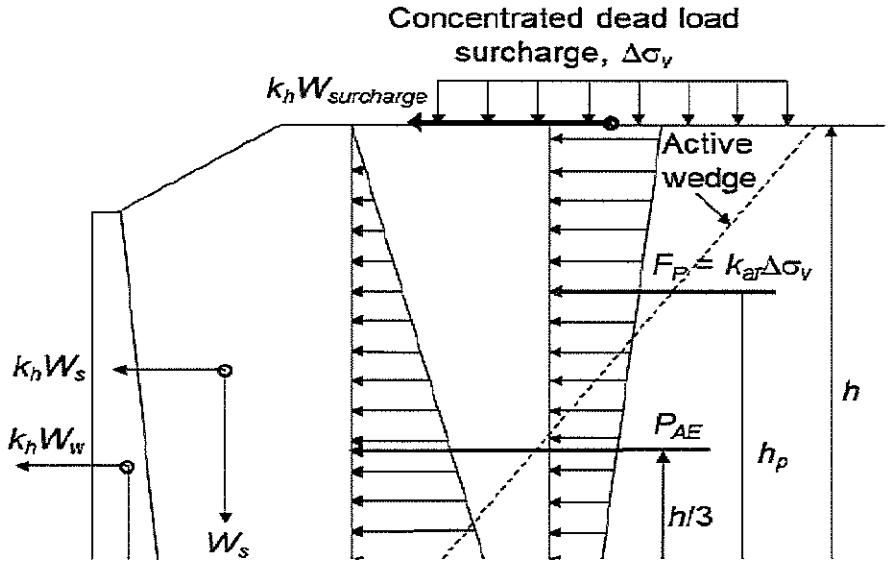
M14	Tipo de CARGA	carga (t/m)	Factor mayoración	carga mayorada (t/m)
	ESV: sobrecarga muerta (permanente)	-	1.50	-
	ESH: empujes de suelo	1.148	1.50	1.72
	LSV: sobrecarga viva	-	1.75	-

9.5	RESISTENCIA 1 - Combinaciones para verificar excentricidad y presiones máximas

		POSICION DE RESULTANTE	RESISTENCIA 1 CASO DE COMBINACIÓN DE CARGA						
		Max. Ec-IV ↓	DESCRIPCIÓN	(1) EL-R-Ia1	(2) EL-R-Ia2	(3) EL-R-Ia3	(4) EL-R-Ib1	(5) EL-R-Ib2	(6) EL-R-Ib3	(7) EL-R-IV
		9.4	Carga vertical última (Ppio+Ea vert) (t/ml)	12.24	12.24	12.24	9.39	9.39	9.39	13.46
			Mto estabil. Último (t.m/ml)	17.36	17.36	17.36	12.65	12.65	12.65	19.37
			Eah-u = Empuje activo último (t/ml)	5.10	5.10	5.10	5.10	5.10	5.10	5.10
			Mto: Mto volcador último menos Mto estabilizador ult (t.m/ml)	- 0.96	- 0.96	- 0.96	- 0.96	- 0.96	- 0.96	- 0.96
			Xcg (desde la puntera) (m)	1.34	1.34	1.34	1.25	1.25	1.25	1.37
		Max. Ec-IV ↓	Exc = abs(L/2-Xcg) (m)	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05	0.05	0.07
		0.91	Mto últ en cabeza pilote (t*m/ml)	0.49	0.49	0.49	0.51	0.51	0.51	0.91
			La = L-2*Exc = longitud de reacción en zarpa (m)	2.52	2.52	2.52	2.49	2.49	2.49	2.46
M20	REACC SUELO		CHEQUEO: cumple si la posición de la resultante de peso está dentro de la zarpa, caso contrario el muro sería inestable	OK #1, cumple resultante peso esta dentro de la zarpa	OK #1, cumple resultante peso esta dentro de la zarpa	OK #1, cumple resultante peso esta dentro de la zarpa	OK #1, cumple resultante peso esta dentro de la zarpa	OK #1, cumple resultante peso esta dentro de la zarpa	OK #1, cumple resultante peso esta dentro de la zarpa	OK #1, cumple resultante peso esta dentro de la zarpa
			σv (se asume uniforme) último (t/m²)	4.86	4.86	4.86	3.77	3.77	3.77	5.46
			La = (L) o (3*Xcg) longitud de reacción en zarpa (m)	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60
	REACC ROCA		σvpie = σmax último (t/m²)	5.14	5.14	5.14	4.06	4.06	4.06	5.99
			σvtalón = σmin último (o cero) (t/m²)	4.27	4.27	4.27	3.16	3.16	3.16	4.37
	REACCIÓN DE CALCULO		σvpie = σmax último (t/m²)	5.14	5.14	5.14	4.06	4.06	4.06	5.99
			σvtalón = σmin último (o cero) (t/m²)	4.27	4.27	4.27	3.16	3.16	3.16	4.37

		Tipo de fundación		
	RESISTENCIA 1, CHEQUEOS CALCULO vs NORMA CCP-14	**Suelo**	**Roca**	
	Excentricidad máxima según norma CCP-14; 0.33*L para suelo y 0.45*L para roca	0.87	1.17	
	Excentricidad máxima calculada de los casos de carga	0.07	0.07	
	% Excentricidad máxima (calculada/Norma CCP-14)	8%	6%	
M21	Chequeo excentricidad cálculo vs. CCP14	OK #2, cumple Excent<Excent max	OK #2, cumple Excent<Excent max	**pag estudio suelos ↓**
49	**q_{RI}**: Capacidad del suelo de fundación para estado límite de resistencia I (t/m²)	17	22.1	***52***
M23	**$\sigma_{vpie} = \sigma_{max}$ último (t/m²)**	**5.46**	5.99	
	% Capacidad suelo / máxima solicitación para resistencia I (t/m²)	32%	27%	
M22	Chequeo **q_{RI} Capacidad del suelo vs Máxima**	OK #3, cumple presion max< capac suelo qRI	OK #3, cumple presion max< capac suelo qRI	

	Resistencia 1	Evento extremo	R1 y EE (mín)
Peso último mínimo para todos los caso de carga (t/ml)	**9.39**	**9.86**	**9.39**



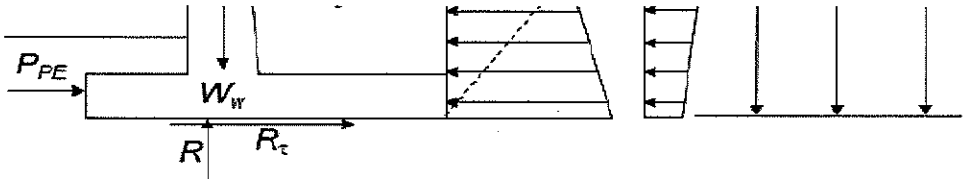


Figure 11.6.5.1-1—Seismic Force Diagram for Gravity Wall External Stability Evaluation

9.6	EVENTO EXTREMO - Combinaciones para verificar excentricidad y presiones máximas

			EVENTO EXTREMO (EE) CASO DE COMBINACIÓN DE CARGA				
	Pu min. EE ↓	DESCRIPCIÓN	(8) EL-EE-Ia1	(9) EL-EE-Ia2	(10) EL-EE-Ib1	(11) EL-EE-Ib2	Pu min. (RI-IV) (EE) ↓
	9.9	Carga vertical última (Ppio+Ea vert) (t/ml)	9.86	9.86	9.86	9.86	9.39
		Mto estabil. Último (t.m/ml)	13.46	13.46	13.46	13.46	
		Eah-u = Empuje activo último (t/ml)	5.61	5.61	4.54	4.54	
		Mto volcador último que involucra la fza vertical (estabilizadora) (t.m/ml)	-1.77	-1.77	-1.58	-1.58	
		Xcg (desde la puntera) (m)	1.19	1.19	1.20	1.20	
	Mu max. EE ↓	Exc =L/2-Xcg (m)	0.11	0.11	0.10	0.10	Mu max. (RI-IV) (EE) ↓
T47	1.12	Mto últ en cabeza pilote (t*m/ml)	1.12	1.12	0.94	0.94	1.12
	REACC SUELO	La = L-2*Exc = longitud de reacción en zarpa (m)	2.37	2.37	2.41	2.41	
		σv (se asume uniforme) último (t/m²)	4.15	4.15	4.09	4.09	
	REACC ROCA	La = (L) o (3*Xcg) según valor Exc (m)	2.60	2.60	2.60	2.60	
		σvpie = σmax último (t/m²)	4.79	4.79	4.62	4.62	
		σvtalón = σmin último (o cero) (t/m²)	2.79	2.79	2.96	2.96	
M20		CHEQUEO si la posición de la resultante de peso está dentro de la zarpa, caso contrario el muro sería inestable	OK#4 resultante peso esta dentro de la zarpa	OK#4 resultante peso esta dentro de la zarpa	OK#4 resultante peso esta dentro de la zarpa	OK#4 resultante peso esta dentro de la zarpa	

	EVENTO EXTREMO, CHEQUEOS CALCULO vs NORMA CCP-14	Tipo de fundación Suelo	Roca
	Excentricidad máxima según norma CCP-14	0.87	1.17
	Excentricidad calculada máxima de los casos de carga	0.11	0.11
	% Excentricidad máxima (calculada/Norma CCP-14)	13%	10%
M21	Chequeo excentricidad cálculo vs. CCP14, OK #5 cumpole Excent<Excent max	OK #5	OK #5
	q_{EEI}: Capacidad del suelo de fundación para estado límite de evento extremo (t/m²) = 1.33*q_{RI}: Capacidad del suelo de fundación para estado límite de resistencia I (t/m²)	22.61	29.393
M24	σvpie = σmax último (t/m²)	4.15	4.79
	% Capacidad suelo / máxima solicitación para resistencia I (t/m²)	18%	16%
M22	Chequeo #6 OK#6, cumple presión max< capac suelo qEEI	OK#6	OK#6

9.7	Parámetros para revisión de condiciones para control del deslizamiento

C = Coeficiente de modificación del factor de fricción al deslizamiento formula 10.6.3.4-2, C=1 muro vaciado sobre el suelo, C=0.8 muro prefabricado	1.00
Coeficiente LRFD de reducción de resistencia a deslizamiento ϕt = ϕdesliz	1.00
ϕEp Coeficiente LRFD de reducción de la capacidad del empuje pasivo en la llave	50%
Factor para estimación del ángulo de fricción δ entre suelo y muro (ver ROM 05-05) fϕδ =	2/3

	(°)	(rad)
Ángulo fricción interno del suelo de apoyo de la zarpa ϕ	28	0.49
Ángulo fricción entre suelo y muro δ = ϕ*fϕδ	18.67	0.33

fμ = valor de disminución del coeficiente de fricción μ	0.00	
Coef fricción suelo/muro μ = tan(δ) - fμ	0.34	
Coef fricción suelo/suelo μ = tan(ϕ)	0.53	pag estudio suelos ↓
50 A USAR EN CÁLCULOS VER ESTUDIO SUELOS Coef fricción suelo/suelo μ = tan(ϕ)	0.40	*53*
X_{LL} (m) = distancia desde la inicio voladizo delantero (pie) hasta la llave bajo zarpa	1.75	
Ep (t/m) = Empuje Pasivo (/ml) de la cuña frente a la llave debajo de la zarpa	8.40	

9.8	Glosario de términos usadas en revisión de condiciones para control del deslizamiento

RR desliz: Resistencia al deslizamiento

R1: Fuerza /ml de la reacción vertical del diagrama de presiones (σv: reacción) del suelo bajo la zarpa en la longitud XLL (de la puntera al inicio de la llave)

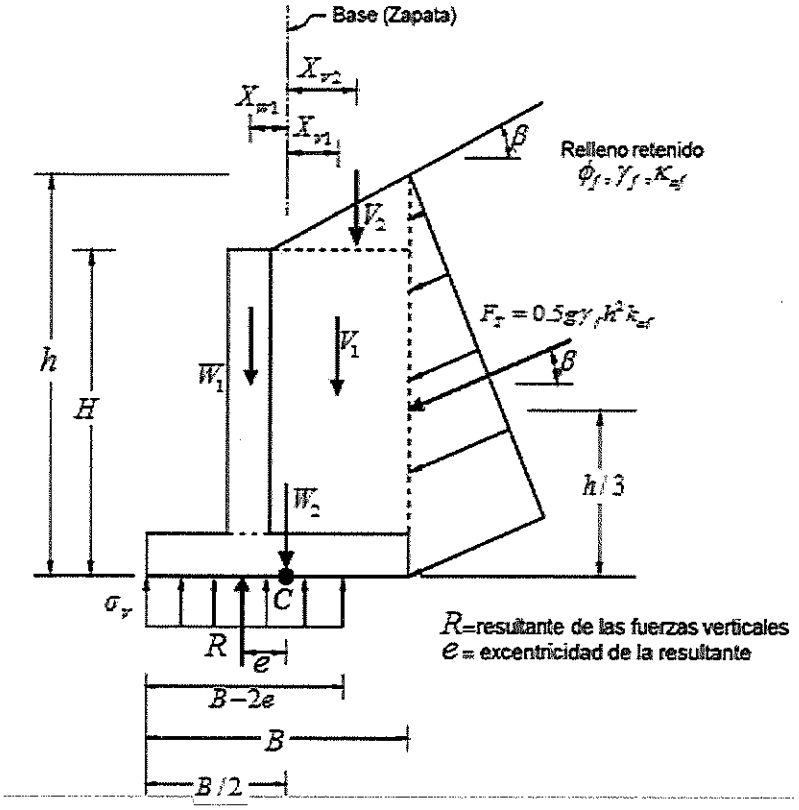
R2: Fuerza /ml de la reacción vertical del diagrama de presiones (σv: reacción) del suelo bajo la llave y hasta terminar el talón a en la longitud XLL (de la puntera al inicio de la llave)

Nota: estos valores de R1 y R2 son para el caso de apoyo en suelo (No en roca) porque el diagrama de reacción (σv constante) es más desfavorable para deslizamiento. Además muros apoyados en suelo es el caso más frecuente.

φt *Rt = Resistencia al deslizamiento en el contacto suelo fundación / Zarpa

$$\phi_\tau R_\tau = C\,R_1\,\mu_{u\,s-s}\cos\delta_{Sub} + C\,R_2\,\mu_u \qquad \text{(Strength Ia)}$$

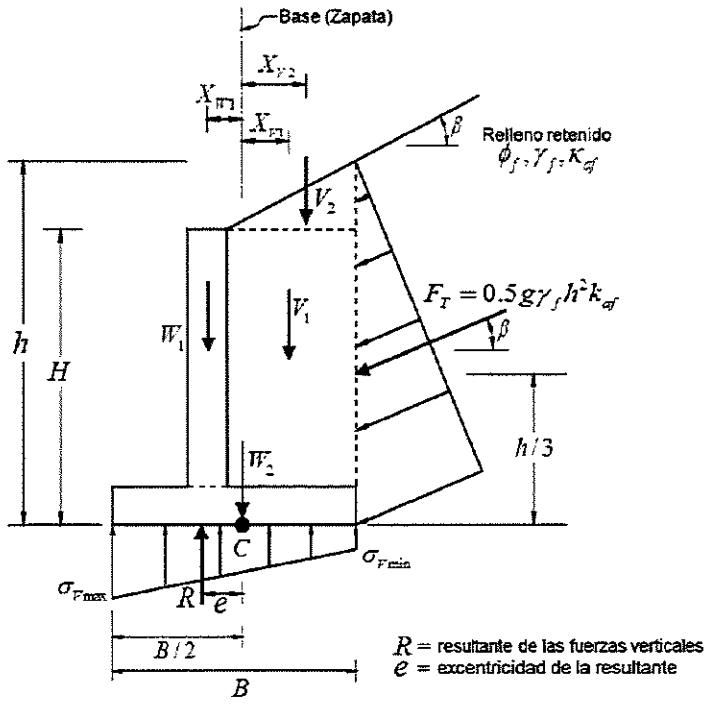
$$\phi_{EE} R_\tau = C\,R_1\,\mu_{u\,EE}\cos\delta_{Sub} + C\,R_2\,\mu_{u\,EE} \qquad \text{(Extreme IIa)}$$



Sumando los momentos respecto al punto C:

$$e = \frac{(F_\tau\cos\beta)h/3 - (F_\tau\sin\beta)B/2 - V_1X_{v1} - V_2X_{v2} + W_1X_{w1}}{V_1 + V_2 + W_1 + W_2 + F_\tau\sin\beta}$$

Figura 11.6.3.2-1 — Criterios para determinar la presión de contacto en muros convencionales cimentados en suelo

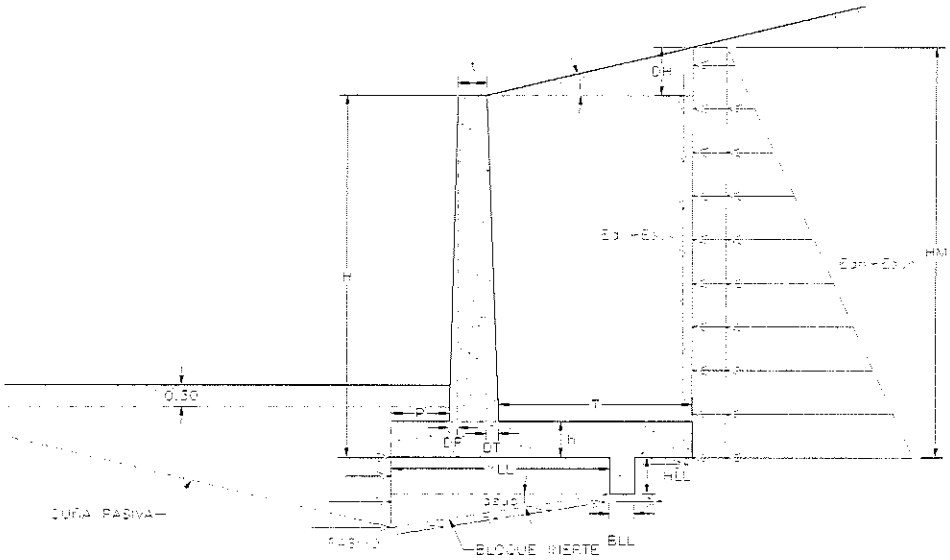


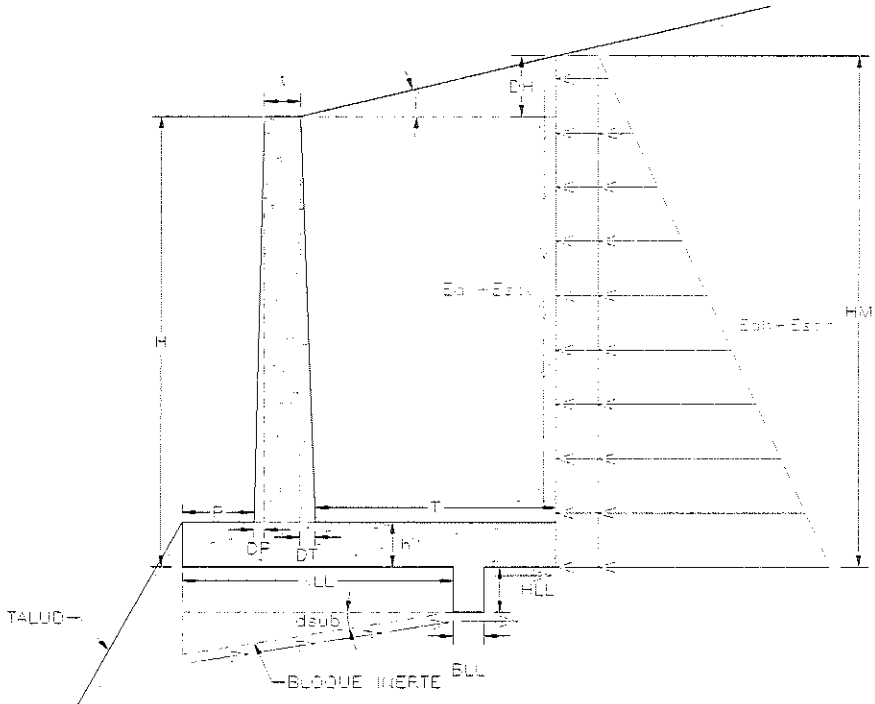
Si $e > B/6, \sigma_{T\min}$ disminuirá hasta cero, y a medida que e se incrementa, se Incrementa la porción del talón de la zapata que tiene esfuerzo vertical igual a cero.

Sumando los momentos respecto al punto C:

$$e = \frac{(F_T \cos\beta)h/3 - (F_T \sin\beta)B/2 - V_1 X_{V1} - V_2 X_{V2} + W_1 X_{w1}}{V_1 + V_2 + W_1 + W_2 + F_T \sin\beta}$$

Figura 11.6.3.2-2 — Criterios para determinar la presión de contacto en muros convencionales cimentados en roca





NO CONSIDERAR PASIVO PERO SI EL BLOQUE INERTE PARA FUERZA DE FRICCION

	Condición de análisis	$\mu = \tan(\delta)$ o $\tan(\phi)$
51	**R_R desliz (t/m)**	**0.40**
52	**R1** = reac vert suelo antes de llave **(t/m)**	**0.40**
53	**R2** = reac vert suelo después de llave **(t/m)**	**0.40**
	Por defecto se como Coef fricción suelo/muro $\mu = \tan(\phi)$ - fμ (pero se puede cambiar)	

9.9	RESISTENCIA 1. Cálculos para control del deslizamiento

			RESISTENCIA 1 CASO DE COMBINACIÓN DE CARGA						
	Max, RI-IV ↓	DESCRIPCIÓN	(1) EL-R-Ia1	(2) EL-R-Ia2	(3) EL-R-Ia3	(4) EL-R-Ib1	(5) EL-R-Ib2	(6) EL-R-Ib3	**(7) EL-R-IV**
T23	5.10	**Eah-u = Empuje activo último (t/ml)**	5.10	5.10	5.10	5.10	5.10	5.10	5.10
		RR desliz (t/ml)	4.90	4.90	4.90	3.75	3.75	3.75	5.38
		Necesita Llave?	SI	SI	SI	SI	SI	SI	NO
		σv = reccion suelo (t/m²)	4.86	4.86	4.86	3.77	3.77	3.77	5.46
		R1 = reac vert suelo antes de llave **(t/m)**	8.50	8.50	8.50	6.59	6.59	6.59	9.56
		R2 = reac vert suelo después de llave **(t/m)**	3.74	3.74	3.74	2.79	2.79	2.79	3.90
		φ t *Rt (t/m)	4.72	4.72	4.72	3.62	3.62	3.62	5.18
		RR desliz (t/m) = ϕt*Rt + (ϕEp =50%)EP	8.92	8.92	8.92	7.82	7.82	7.82	9.38
		RR desliz / Empujes	1.75	1.75	1.75	1.53	1.53	1.53	1.84
M25		**Chequeo si RR>Eau**	OK#7, cumple RR>Eau	OK#7, cumple RR>Eau	OK#7, cumple RR>Eau	OK#7, cumple RR>Eau	OK#7, cumple RR>Eau	OK#7, cumple RR>Eau	OK#7, cumple RR>Eau

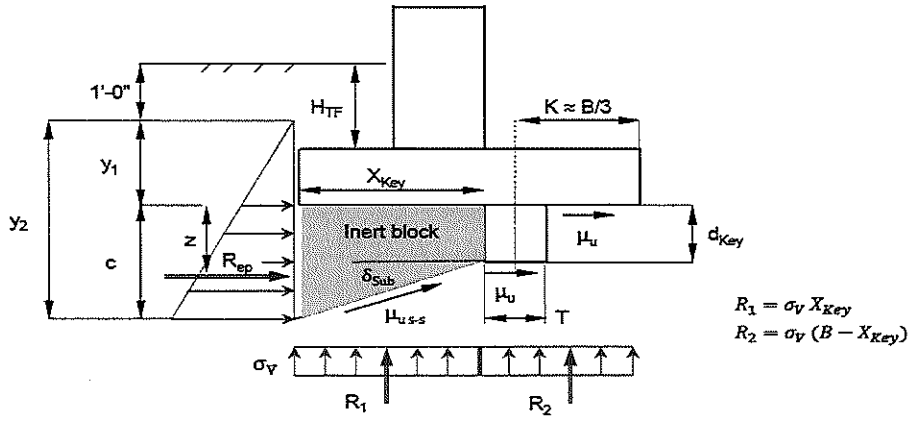


Figure 2 - Shear Key

Shear resistance between soil and foundation: $\phi_\tau R_\tau = C\,R_1\,\mu_{u\,s\text{-}s}\cos\delta_{Sub} + C\,R_2\,\mu_u$ (Strength Ia)

$\phi_{EE} R_\tau = C\,R_1\,\mu_{u\,EE}\cos\delta_{Sub} + C\,R_2\,\mu_{u\,EE}$ (Extreme IIa)

$$X = (\Sigma M_V - \Sigma M_H)/\Sigma V \qquad e = \frac{B}{2} - X \qquad \sigma_v = \frac{\Sigma V}{B - 2e}$$

9.10 EVENTO EXTREMO. Cálculos para control del deslizamiento

	Max. EE ↓	DESCRIPCIÓN	EVENTO EXTREMO CASO DE COMBINACIÓN DE CARGA (8) EL-EE-Ia1	(9) EL-EE-Ia2	(10) EL-EE-Ib1	(11) EL-EE-Ib2		Max. RI-IV y EE ↓
T45	5.61	Eah-u = Empuje activo último (t/m)	5.61	5.61	4.54	4.54	T23	5.61
		R_R desliz (t/m)	3.94	3.94	3.94	3.94		
		Necesita Llave?	SI	SI	SI	SI		
		σ_v = rección suelo (t/m²)	4.15	4.15	4.09	4.09		
		R1 = reac vert suelo antes de llave (t/m)	7.27	7.27	7.16	7.16		
		R2 = reac vert suelo después de llave (t/m)	2.59	2.59	2.70	2.70		
		$\varphi t * Rt$ (t/m)	3.79	3.79	3.79	3.79		
		R_R desliz (t/m) = $\phi t * Rt + (\phi Ep = 50\%)EP$	7.99	7.99	7.99	7.99		
		R_R desliz / Empujes	142%	142%	176%	176%		
M26		Chequeo si RR>Eau	OK#8 cumple RR > Eau	OK#8 cumple RR > Eau	OK#8 cumple RR > Eau	OK#8 cumple RR > Eau		

10 CÁLCULO DE SOLICITACIONES MAYORADAS EN CADA ELEMENTO DE LA FUNDACIÓN

10.1 Datos geometría del muro

Cp = YLL-pas: Profundidad del bloque inerte del suelo (m), debajo de la puntera de la zarpa (para el caso de garantizar desarrollo del empuje pasivo) = HLL+XLL*tan (δ subrasante)	1.14
Ha (m) = altura (no erosionable) de un lleno permanente delante del vástago (a) sobre la cara superior del voladizo delantero de la zarpa	0.50
HLL (m) = altura (de la sección) de la llave bajo zarpa	0.55
Hv (m) = Altura del vástago = h-t	2.20
ΔT=f = distancia horizontal del chaflan trasero (TALON)	0.00
L (m) = a+b+c: Longitud de la fundación	2.60
a (m) = Voladizo delantero de la zarpa **o puntera**	1.80
c (m) = voladizo trasero de la zarpa o Talón	0.40
b (m) =ΔP+d+ΔT: Base mayor del Vástago	0.40
Tf (m) = Espesor de la fundación >h/12	0.40

10.2 Pesos unitarios del muro y de los llenos

Peso unitario del concreto de la zarpa γc (t/m³) =	2.40
Peso unitario suelo del lleno γs (t/m³)	1.80
Peso unitario suelo frente del muro γs (t/m³) por defecto se toma el mimo suelo debajo de la zarpa =	2.20

54

10.3 Cargas sobre puestas sobre el lleno detrás del muro

		Tipo de carga	
Peso unit suelo Ys (t/m³) →	1.80	**Esm = Sobrecarga Muerta**	**Esv = Sobrecarga Viva= LS**
σv carga vertical (t/m²) →		0.00	0.00
Heqv: Altura de lleno e (h) para tipo de carga →		0.00	0.00

10.4 Factores de carga

VERTICALES		FACTORES	
Descripción del peso del muro (concreto DC + lleno sobre zarpa EV)	**combinación**	**DC=Pesos concreto**	**EV= pesos suelo**
peso max (soporte fundación)	1.25*DC+1.35*EV	1.25	1.35
peso mín. (deslizamiento)	0.90*DC+1.00*EV	0.9	1
Peso max (soporte fundación)	1.50*DC+1.35*EV	1.5	1.35
evento extremo	1.00*DC+1.00*EV	1	1

Factor de mayoración de sobrecarga permanente	1.50
Factor de mayoración para empujes de suelos	1.50
Factor de mayoración de sobrecarga viva	1.75
Factor de mayoración de cargas sísmicas únicamente	1.00

10.5 Cálculo de solicitaciones en la llave bajo la zarpa

Peso unitario suelo bajo la zarpa γs (t/m³) =	1.80
coeficiente de empuje pasivo Kp = (1 + sen ϕf) / (1 - sen ϕf)	2.78
Y1 (m) = Profundidad de suelo delante del muro para el empuje pasivo Ha + Tf -0.3, cuya contribución se descarta para control de deslizamiento	0.90
Y2 (m) = Y1 + Cp : Profundidad de suelo hasta la cual se considera el empuje pasivo en el bloque inerte del suelo, delante de la puntera del muro	2.04
Cp (m) = Y_{LL}-pas: Profundidad del bloque inerte del suelo (m), debajo de la puntera de la zarpa (para el caso de garantizar desarrollo del empuje pasivo) = H_{LL}+X_{LL}*tan (δ subrasante)	1.14
H_{LL} (m) = altura (de la sección) de la llave bajo zarpa	0.55

Empuje pasivo del bloque inerte del suelo actuando frente a la llave bajo la zarpa, con diagrama trapezoidal de presiones horizontales.		
σhp min Llave, cara inferior de la zarpa (t/m²)	σ llave 1 = γs*Kp*Y_1 =	4.50
σhp max bajo la puntera de la zarpa (t/m²)	σ llave 1 = γs*Kp*Y_2 =	10.21
V_{LL}: cortante en llave (= Ep) (t/m)	criterio HR: V_{LL} = Cp *(σmax + σmin)/2 =	8.40
M_{LL}: Mto en llave (t.m/ml) = σhp min*Cp*(H_{LL}/2) + (σhp max - σhp min)*Cp*(H_{LL}/3) =		2.61
	Vu llave= 1.50V_{LL}(t/m) =	12.60
	Mu llave = 1.50 M_{LL} (t.m/m) =	3.91

10.6 Cálculo de la distancia d´ hasta encontrar el centroide del refuerzo, para incrementarse en la longitud del elemento donde actúa el cortante y el momento

				Elemento		
	DESCRIPCIÓN	variable	unidad	Puntera	Talón	Vástago
55	Recubrimiento libre	rec.	(m)	0.075	0.075	0.075
56	# de barra de acero para refuerzo, a usar en zarpa	#b		3	3	3
	Diámetro de barra de acero para refuerzo, a usar	db	(m)	0.010	0.010	0.010
	Área de barra de acero para refuerzo, a usar	Ab	(cm^2)	0.71	0.71	0.71
	d´(m) vástago: distancia del centroide refuerzo vertical del vástago medido desde la cara del trasdós, para determinar hasta dónde se cuelga (llega la fisura del talón) del vástago, OJO depende es del diámetro del refuerzo del vástago y no del diámetro del refuerzo del talón	d'	(m)	0.080	0.080	0.080

En el talón V y M se calculan a d´(m) adentro del vástago pues el talón se "cuelga" del refuerzo vertical del vástago ya que la carga se transmite a tracción (no a compresión)
Estas presiones sobre el suelo son mayoradas pues provienen de cargas mayoradas (corresponden a apoyo en Roca que puede ser más conservador)

10.7	Cálculo de cortantes (V) y momentos (Mto) en puntera y talón de la zarpa, por efecto de la presión (reacción) del suelo

pie = Puntera de la zarpa	RESISTENCIA 1 CASO DE COMBINACIÓN DE CARGA						
DESCRIPCIÓN	(1) EL-R-Ia1	(2) EL-R-Ia2	(3) EL-R-Ia3	(4) EL-R-Ib1	(5) EL-R-Ib2	(6) EL-R-Ib3	(7) EL-R-IV
La (m)= (L) o (3*Xcg) longitud de reacción en zarpa (m)	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60
σvpie (t/m²) = σmax último	5.14	5.14	5.14	4.06	4.06	4.06	5.99
σvtalón (t/m²) = σmin último (o cero)	4.27	4.27	4.27	3.16	3.16	3.16	4.37
Pendiente (t/m²)/m del diagrama de reacción verticales del suelo	0.336	0.336	0.336	0.347	0.347	0.347	0.623
σvpie (t/m²) = σ al inicio del vástago	4.540	4.540	4.540	3.437	3.437	3.437	4.865
σvtalón (t/m²) = σ al termina el vástago	4.439	4.439	4.439	3.333	3.333	3.333	4.678
Vu (t/m) cortante en pie	8.716	8.716	8.716	6.748	6.748	6.748	9.766
Mu (t.m/m) mto en pie	8.007	8.007	8.007	6.242	6.242	6.242	9.092
Vu (t/m) cortante en talón x Reac ult	2.089	2.089	2.089	1.557	1.557	1.557	2.170
Mu (t.m/m) mto en talón x Reac ult suelo	0.498	0.498	0.498	0.370	0.370	0.370	0.514

pie = Puntera de la zarpa	EVENTO EXTREMO CASO DE COMBINACIÓN DE CARGA			
DESCRIPCIÓN	(8) EL-EE-Ia1	(9) EL-EE-Ia2	(10) EL-EE-Ib1	(11) EL-EE-Ib2
La (m)= (L) o (3*Xcg) según valor Exc	2.60	2.60	2.60	2.60
σvpie (t/m²) = σmax último	4.79	4.79	4.62	4.62
σvtalón (t/m²) = σmin último (o cero)	2.79	2.79	2.96	2.96
Pendiente (t/m²)/m del diagrama de reacción verticales del suelo	0.766	0.766	0.640	0.640
σvpie (t/m²) = σ al inicio del vástago	3.408	3.408	3.471	3.471
σvtalón (t/m²) = σ al termina el vástago	3.178	3.178	3.279	3.279
Vu (t/m) cortante en pie	7.375	7.375	7.284	7.284
Mu (t.m/m) mto en pie	7.010	7.010	6.866	6.866
Vu (t/m) cortante en talón	1.4327	1.433	1.496	1.496
Mu (t.m/m) mto en talón	0.33633	0.336	0.353	0.353

10.8	Cálculo de cortantes (V) y momentos (Mto) en **puntera y talón** de la zarpa, por efecto de los pesos que actúan sobre dicha zarpa

Puntera y talón de la zarpa	RESISTENCIA 1 CASO DE COMBINACIÓN DE CARGA						
DESCRIPCIÓN	(1) EL-R-Ia1	(2) EL-R-Ia2	(3) EL-R-Ia3	(4) EL-R-Ib1	(5) EL-R-Ib2	(6) EL-R-Ib3	**(7) EL-R-IV**
V pie x pesos (t/m)	-4.833	-4.833	-4.833	-3.5352	-3.5352	-3.5352	-5.265
M pie x pesos (t.m/m)	-4.350	-4.350	-4.350	-3.182	-3.182	-3.182	-4.739
Vu pie x pesos (t/m)	3.883	3.883	3.883	3.213	3.213	3.213	4.501
Mu pie x pesos (t.m/m)	3.658	3.658	3.658	3.061	3.061	3.061	4.353
V talón x (pesos + Ea vert) (t/m)	-4.429	-4.429	-4.429	- 3.717	- 3.717	- 3.717	- 4.525
M talón x (pesos + Ea vert) (t.m/m)	- 1.589	- 1.589	- 1.589	- 1.389	- 1.389	- 1.389	- 1.616
Vu talón x (pesos + Ea vert) (t/m)	-2.340	-2.340	-2.340	-2.160	-2.160	-2.160	-2.356
Mu talón x (pesos + Ea vert) (t.m/m)	-1.091	-1.091	-1.091	-1.019	-1.019	-1.019	-1.102

Puntera y talón de la zarpa	EVENTO EXTREMO CASO DE COMBINACIÓN DE CARGA					RESISTENCIA 1	RES 1 & E. EXTREM
DESCRIPCIÓN	(8) EL-EE-Ia1	(9) EL-EE-Ia2	(10) EL-EE-Ib1	(11) EL-EE-Ib2	Máx. caso(8)a(11)	Máx. caso(1)a(7)	Máx. caso(1)a(11)
V pie x pesos (t/m)	-3.708	-3.708	-3.708	-3.708			
M pie x pesos (t.m/m)	-3.337	-3.337	-3.337	-3.337			
Vu pie x pesos (t/m)	3.667	3.667	3.576	3.576	3.667	4.501	**4.501**
Mu pie x pesos (t.m/m)	3.673	3.673	3.529	3.529	3.673	4.353	**4.353**
V talón x (pesos + Ea vert) (t/m)	- 3.738	- 3.738	- 3.738	- 3.738			
M talón x (pesos + Ea vert) (t.m/m)	- 1.391	- 1.391	- 1.391	- 1.391			
Vu talón x (pesos + Ea vert) (t/m)	-2.305	-2.305	-2.241	-2.241	-2.305	-2.356	**-2.356**
Mu talón x (pesos + Ea vert) (t.m/m)	-1.054	-1.054	-1.038	-1.038	-1.054	-1.102	**-1.102**

11 CÁLCULO DEL REFUERZO EN CADA ELEMENTO DE LA FUNDACIÓN

f´c: Resistencia del concreto	f'c	(kgf/cm²)	280
fy: Resistencia del refuerzo	fy	(kgf/cm²)	4200
fr: Módulo de rotura = 1.98*raíz(f´c)	fr	(kgf/cm²)	33.1
d´z1: Recubrimiento libre llave y pie	d´z1	(m)	0.075
d´z2: Recubrimiento libre talón	d´z2	(m)	0.075
Factor para cálculo del mto critico			1.20
ϕ cortante			0.9
d´(m) vástago: distancia del centroide refuerzo vertical del vástago medido desde la cara del trasdós			0.080

a = Voladizo delantero de la zarpa o puntera	a (m) =	1.8

Cuando se toma la reacción en SUELO, aplica solo para solicitación en el pie (puntera). En ese caso para el talón solo toma los pesos sobre el talón más su propio peso.

	Usa reacción en ROCA				Usa reacción en suelo		
Elemento	Llave o dentellón	Pie = puntera	Talón		Pie (suelo p)	Talón (pesos sin mayorar)	Talón después de viga cabezal
Longitud del elemento (m)	0.55	1.80	0.40		1.80	0.40	0.00
H (espesor secc) (m)	0.40	0.4	0.4		0.4	0.4	0.00
Vu (t/m)	12.597	4.501	-2.356		6.122	- 2.03	0.000
Mu (t.m/m)	3.912	4.353	-1.102		5.509	- 0.573	0.000
Mcr (t.m/m)	10.602	10.602	10.602		10.602	10.602	0.000
57 # barra	3	3	3		3	3	3
db (m)	0.010	0.010	0.010		0.010	0.010	0.010
d' (m)	0.080	0.080	0.080		0.080	0.080	0.080
de = H-d´ (flexión) (m)	0.320	0.320	0.320		0.320	0.320	0.000
As req para Mu (cm²/m)	3.26	3.63	0.91		4.61	0.47	0.00
Asmín para Mcr (cm²/m)	8.98	8.98	8.98		8.98	8.98	0.00
As (cm²/m) con min 1.33As req y Mcr	4.34	4.83	1.21		6.13	0.63	0.00
Ab (área barra) (cm²)	0.71	0.71	0.71		0.71	0.71	0.71
58 S max (espaciamiento ejes barras) (m)	0.30	0.30	0.35		0.40	0.40	0.40
S cálculo (espaciamiento ejes barras) (m)	0.16	0.15	0.35		0.12	0.40	Sin talón

	Usa reacción en ROCA				Usa reacción en suelo		
Elemento	Llave o dentellón	Pie = puntera	Talón		Pie (suelo p)	Talón (pesos sin mayorar)	Talón después de viga cabezal
59 S usar (espaciamiento ejes barras) (m)	0.15	0.15	0.20		0.12	0.40	Sin talón
As (cm²/m) colocado	4.73	4.83	3.55		6.13	1.78	0.00
dv (cortante) (m)	0.32	0.32	0.32		0.31	0.32	0.00
ϕVc (t/m)	23.94	23.94	24.02		23.85	24.22	0.00
Verificación cortante a	OK #9 cortante	OK #9 cortante	OK #9 cortante		OK#9 cortante	OK#9 cort	0
ϕVc/Vu a distancia dv	447%	645%	4921%		472%	5930%	Sin Talon adicional

12 CÁLCULO DEL REFUERZO DEL VÁSTAGO

Peso unitario del concreto Yc	Yc (t/m³)	2.4
Peso unitario suelo Ys	Ys (t/m³)	1.80
Ángulo de fricción concreto vástago - lleno	δcll (°) =	10.00
	δcll (rad)	0.1745
θ vástago = Angulo con la vertical de la parte inclinada trasera del vástago en el trasdós	θ (°) =	0.0
θ vástago = θ = tan⁻¹(ΔT/Hv)	θ (rad) =	0.000
Coeficiente de empuje activo (Coulomb)	Ka-vast	0.389
Coeficiente de empuje activo dinámico	Kae-vast	0.577
Coef empuje activo horizontal → Kah = Ka*cos (δ+θ)	Kah	0.383
Coef empuje activo dinámico horizontal → Kae-h = Kae*cos (δ+θ)	Kae-h	0.569
Kh = coeficiente de empuje activo horizontal por sismo	Kh = As/2	0.140
Peso unitario equiv x emp activo = Ys*Kah	Yeq-ah = Ys*Kah (t/m³)	0.690
Peso unitario equiv x emp activo dinámico Ys*Kae-h	Yeq-aeh = Ys*Kae-h (t/m³)	1.024
Sobrecarga vertical permanente (muerta) ESV	WscvD(t/m²)	0.00
Sobrecarga vertical viva LSV	WscvL(t/m²)	0.00
Kh=coeficiente de empuje activo horizontal por sismo	Kh=(A/2)	0.14
d = espesor de corona	d (m) =	0.30
Fza hor Inercial superior del vástago Qms = d*Yc*Kh (distri en altura) es por metro de lon de muro	Qms (t/m)/ml muro	0.1008
b = ΔP+d+ΔT: Base mayor del Vástago	b (m) =	0.40

Fza hor Inercial inferior del vástago Qmi = b*Yc*Kh (distrib en altura) es por metro de lon de muro	Qmi (t/m)/ml muro	0.1344
Fza Inercia de la barrera de tráfico (Fnj = Anj*Yc)*(kh=A/2)	Qbt (t/m)	0
Recubrimiento libre del acero de refuerzo	rec (m)	0.075
# de barra de acero de refuerzo a usar	#b	3
Diámetro de la barra	db (m)	0.010
Área de la barra	Ab (cm²)	0.71
Recubrimiento al centro de la barra	d´(m)	0.080
Altura real del New Jersey o bordillo	Hnj (m) =	0.00
12 diámetros barra o (d), longitud para prolongar el refuerzo por flexión después del corte teórico de la barra, hasta donde se calcula el momento	L ad = 12 db (m) =	0.11
Hv = Altura del vástago = h-t	Hv (m) =	2.20
Hv = Altura del vástago = h-t	Hv (m) =	2.20
Fza hor x Emp estático máx. = [Ka*cos (δ+θ)]*Ys*Hv*Hv/2	Ee (t/m)=	1.669
ϕHv = Fracción que afecta la altura del vástago Hv para establecer la posición componente (resultante) fza sismo desde la base	ϕHv =	0.40
Fza hor x Emp dinámico máx. = [Kae*cos (δ+θ)]*Ys*Hv²/2	Ed (t/m)=	2.477
Fza por Empuje dinámico solo	ΔEd = Ed-Ee (t/m)=	0.808
Presión horizontal inferior por empuje sismo solo	pd inf (t/m²) =	0.588
Presión horizontal superior por empuje sismo solo	pd sup (t/m²) =	0.147
Chequeo fza Empuje dinámico solo — OK cumple	ΔEd = (pd inf+ pd sup)/2*Hv (t/m)=	0.808
ϕHv: Fracción en la que se divide la altura del vástago para calcular refuerzo	ϕHv =	10%
cantidad de tramos en el vástago para el cálculo del refuerzo		10
Δd: Incremento o decremento del espesor del vástago para la fracción de altura en la cual se divide la altura del vástago (m)	Δd (m) =	0.01
ΔHv: Incremento de la altura del vástago para calcular refuerzo	ΔHv (m) =	0.22

Factor de mayoración de sobrecarga permanente	1.50
Factor de mayoración para empujes de suelos	1.50
Factor de mayoración de sobrecarga viva	1.75
Factor de mayoración de cargas sísmicas únicamente	1.00

Z altura vástago (=0 en cara superior de zarpa)
Fza Emp estático: Emp activo+Emp sobrecarga muerta permanente (t/m)

Cálculo de las solicitaciones en el vástago						
ID Sección en altura	1	2	3	4	5	6
Z (m) → Z=0 en zarpa	0	0.22	0.44	0.66	0.88	1.10
Fza Emp estático(t/m)	1.669	1.352	1.068	0.818	0.601	0.417
Mto estático (t.m/m)	1.224	0.892	0.627	0.420	0.264	0.153
Fza empuje sobre carga viva (t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Mto empuje sobre carga viva (t.m/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Presión hor x sismo (t/m^2)	0.588	0.544	0.500	0.455	0.411	0.367
Cortante hor x sismo solo (t/m)	0.808	0.684	0.569	0.464	0.368	0.283
Mto x sismo solo (t/m)	0.711	0.547	0.410	0.296	0.205	0.133
Cortante x Fza inercial (horizontal) (t/m)	0.259	0.230	0.201	0.173	0.146	0.120
Mto x fza inercial (t.m/m)	0.271	0.217	0.170	0.129	0.094	0.064
Vu estát. (t/m) x comb carga resistencia I	2.504	2.028	1.602	1.227	0.901	0.626
Mu estát. (t.m/m)	1.836	1.339	0.940	0.630	0.397	0.230
Vu evento extremo I (t/m)	3.571	2.941	2.372	1.864	1.416	1.029
Mu evento extremo I (t.m/m)	2.818	2.103	1.520	1.055	0.695	0.427

ID Seccion en altura	7	8	9	10	11	Zarpa	Zarpa último
Z (m) → Z=0 en zarpa	1.32	1.54	1.76	1.98	2.20	-0.40	-0.40
Fza Emp estático (t/m)	0.267	0.150	0.067	0.017	0.000	2.331	3.497
Mto estático (t.m/m)	0.078	0.033	0.010	0.001	0.000	2.021	3.031
Fza empuje sobre carga viva (t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Mto empuje sobre carga viva (t.m/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Presión hor x sismo (t/m^2)	0.323	0.279	0.235	0.191	0.147	0.668	0.668
Cortante hor x sismo solo (t/m)	0.207	0.141	0.084	0.037	0.000	1.059	1.059
Mto x sismo solo (t/m)	0.080	0.042	0.017	0.004	0.000	1.083	1.083
Cortante x Fza inercial (horizontal) (t/m)	0.095	0.070	0.046	0.023	0.000	0.314	0.314
Mto x fza inercial (t.m/m)	0.041	0.023	0.010	0.002	0.000	0.385	0.385
Vu estát. (t/m) x comb carga resistencia I	0.401	0.225	0.100	0.025	0.000	3.497	5.246
Mu estát. (t.m/m)	0.118	0.050	0.015	0.002	0.000	3.031	4.546
Vu evento extremo I (t.m)	0.702	0.436	0.230	0.085	0.000	4.870	6.619
Mu evento extremo I (t.m/m)	0.238	0.114	0.042	0.008	0.000	4.500	6.015

Z altura del vástago con Z=0, en la cara superior de la zarpa
Asmín, con Mcr y cuantía mínima por retracción y temp 0.0018*100*espesor
S: espaciamiento refuerzo, mín. entre: S cal, 3* espesor, 0.45 m
0.35 S max (m): espaciamiento máximo del acero

	CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO EN VÁSTAGO POR FLEXIÓN								
	altura Z	Mu (max x resistencia I y sismo EE)	Espesor sección vástago	Mcr: mto fisuración	altura efectiva (d_e)	As req para Mu	As mín.: área de acero	As definitivo	S: espaciamiento r
	(m)	(t.m/m)	(m)	(t.m/m)	(m)	(cm²/m)	(cm²/m)	(cm²/m)	(m)
M28	0.00	2.818	0.4	10.602	0.32	2.34	8.98	3.12	**0.23**
	0.22	2.103	0.39	10.079	0.31	1.80	8.82	2.40	0.30
	0.44	1.520	0.38	9.568	0.30	1.34	8.65	1.79	0.35
	0.66	1.055	0.37	9.071	0.29	0.96	8.49	1.28	0.35
	0.88	0.695	0.36	8.588	0.28	0.66	8.32	0.87	0.35
	1.10	0.427	0.35	8.117	0.27	0.42	8.16	0.56	0.35
	1.32	0.238	0.34	7.660	0.26	0.24	8.00	0.32	0.35
	1.54	0.114	0.33	7.216	0.25	0.12	7.85	0.16	0.35
	1.76	0.042	0.32	6.785	0.24	0.05	7.69	0.06	0.35
	1.98	0.008	0.31	6.368	0.23	0.01	7.53	0.01	0.35
	2.20	0.000	0.3	5.964	0.22	0.00	7.38	0.00	#¡DIV/0!

	VERIFICACIÓN DEL CORTANTE EN VÁSTAGO				CORTE EN ALTURA DE ACERO X FLEXIÓN			
	altura Z	Vu (max x resistencia I y sismo EE)	dv altura efect para cortante	ϕVc	ϕVc / Vu ≥ 100%	Long barra adicional	Long barra en solo en vástago	Altura del empuje	% altura empuje
	(m)	(t/m)	(m)	(t/m)		(m)	(m)	(m)	
M30	0.00	**3.571**	**0.32**	**24.051**	674%	0.32	0.32	2.20	100%
	0.22	2.941	0.31	23.342	794%	0.31	0.53	1.98	90%
	0.44	2.372	0.30	22.625	954%	0.30	0.74	1.76	80%
	0.66	1.864	0.29	21.901	1175%	0.29	0.95	1.54	70%
	0.88	1.416	0.28	21.171	1495%	0.28	1.16	1.32	60%
	1.10	1.029	0.27	20.435	1986%	0.27	1.37	1.10	50%
	1.32	0.702	0.26	19.693	2805%	0.26	1.58	0.88	40%
	1.54	0.436	0.25	18.946	4347%	0.25	1.79	0.66	30%
	1.76	0.230	0.24	18.195	7910%	0.24	2.00	0.44	20%
	1.98	0.085	0.23	17.441	20578%	0.23	2.20	0.22	10%
	2.20	0.000	0.22	16.684	#¡DIV/0!	0.22	2.20	0.00	0%

13 *REFUERZO POR RETRACCIÓN Y TEMPERATURA*

0.0018	Cuantía de temperatura para todo el espesor del elemento
2	Cantidad de caras del elemento estructural para repartir el refuerzo por retracción y temperatura
0.0009	Cuantía por caras del elemento estructural donde se coloca el refuerzo por retracción y temperatura
0.45	(m) espaciamiento máximo del refuerzo por retracción y temperatura, condición 1
3.0*espesor (m): espaciamiento máximo del refuerzo por retracción y temperatura, condición 2	

		Elemento	Espesor promedio (m)	cm²/m cada cara	# barra refuerzo	Área barra refuerzo (cm²)	Espaciamiento (m) calculado	Definitivo	Colocado
60	M31	Vástago	0.35	3.15	3	0.71	**0.23**	0.23	0.20
61		Zarpa	0.4	3.60	3	0.71	0.20	0.20	0.20

14 SOLICITACIONES PARA VIGA CABEZAL SOBRE PILOTES

14.1 Datos geometría del muro requeridos para la viga cabezal

0.40	**Tf** = Espesor de la fundación
0.40	**c (m)** = Long del Talón
2.60	**L** = a+b+c: Longitud de la zarpa
2.60	**L (m)** = a + b + c - ct

14.2 Datos geometría viga cabezal

62	2.60	(m) bc = base de la sección de la viga cabezal
63	0.40	(m) hc = altura de la sección de la viga cabezal, (ya esta incluido el espesor Tf de la zarpa, si la longitud del talón sobresale del ancho de la viga cabezal)
64	1.00	(m) dp = diámetro del pilote cuya cabeza termina en la viga cabezal

14.3 Cálculos

NOTA: los cálculos se basan en que el borde frontal (inicio) de la puntera de la zarpa coincide con el borde frontal de la viga cabezal

Brazos cortantes (m) es la distancia del centroide de la viga cabezal al punto de aplicación de la fuerza cortante (vertical y horizontal)

	elemento del muro →	**Vástago (brazo vertical)**	**Talón (brazo horizontal)**
M33	**Brazos de la fuerza cortante al centroide viga cabezal (m) →**	0.2	0.9

		Vástago (en la base, unión con zarpa)			**Talón, (termina el trasdós del vástago)**			**Viga cabezal**
	Caso de carga	**Vuh: Cortante hor ult**	**Mto flector ult**	**Torsor últ**	**Vuv: Cortante vert ult**	**Mto ult**	**Torsor últ**	**Torsor últ**
ID	Resistencia I	(t/m)	(t.m/m)	(t.m/m)	(t/m)	(t.m/m)	(t.m/m)	(t.m/m)
1	(1) EL-R-Ia1	2.504	1.836	2.34	-4.429	-1.589	-5.58	-3.24

	2	(2) EL-R-Ia2	2.504	1.836	2.34	-4.429	-1.589	-5.58	-3.24
	3	(3) EL-R-Ia3	2.504	1.836	2.34	-4.429	-1.589	-5.58	-3.24
	4	(4) EL-R-Ib1	2.504	1.836	2.34	-3.717	-1.389	-4.73	-2.40
M32	5	(5) EL-R-Ib2	2.504	1.836	2.34	-3.717	-1.389	-4.73	-2.40
	6	(6) EL-R-Ib3	2.504	1.836	2.34	-3.717	-1.389	-4.73	-2.40
	7	**(7) EL-R-IV**	2.504	1.836	2.34	-4.525	-1.616	-5.69	-3.35
	8	(8) EL-EE-Ia1	3.571	2.818	3.53	-3.738	-1.391	-4.75	-1.22
	9	(9) EL-EE-Ia2	3.571	2.818	3.53	-3.738	-1.391	-4.75	-1.22
	10	(10) EL-EE-Ib1	3.571	2.818	3.53	-3.738	-1.391	-4.75	-1.22
	11	(11) EL-EE-Ib2	3.571	2.818	3.53	-3.738	-1.391	-4.75	-1.22
M32		Máximo (solicitación)	3.57	2.82	3.53	-3.72	-1.39	-4.73	-1.22
		Caso de carga →	11	11	11	6	6	6	11

CALCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE TIERRAS

Cálculo de los coeficientes de empujes de tierras activos: Ka (estático) y Kae (dinámico)
Por el método de los estados límites, para llenos en el trasdós con taludes inclinados (β con la horizontal) de altura finita = talud truncado
Determinación del ángulo con la horizontal (θ) de la cuña de deslizamiento correspondiente al mayor empuje activo, medida desde el extremo inferior del talón (zarpa)

Condiciones de aplicabilidad general (casos particulares también cumplen)

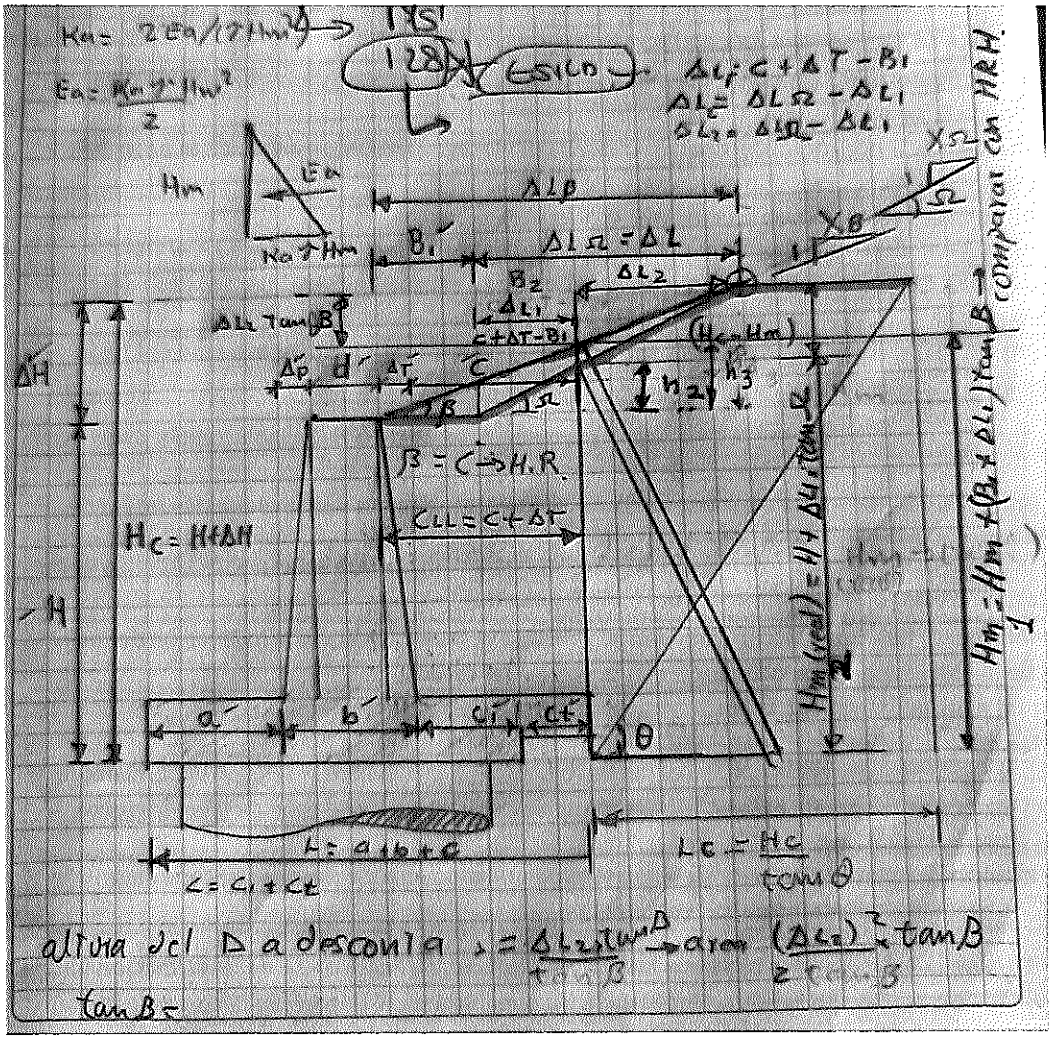
Ω	Ω : atan(1/Xt) ángulo (con la horizontal) de la inclinación real o física del talud del lleno en el trasdós, que inicia después de la distancia B1 de la berma horizontal en el trasdós.
β	(β) o (*i*) ángulo de inclinación con la horizontal, del talud en el trasdós, β puede ser real (B1=0) o ficticio (B1>0), el talud inicia siempre su inclinación en el trasdós de la corona (d).
ϕ	ϕ: Angulo de fricción interno de suelo (lleno) del trasdós
$f_{\delta\phi}$	$f_{\delta\phi}$: factor para estimar el Angulo de fricción (δ) del suelo del lleno con el respaldo del muro, y que afecta al ángulo (ϕ)
δ	δ= $f_{\delta\phi}$*ϕ: Angulo de fricción muro (lleno sobre el talón) con el suelo (del lleno) que ejerce el empuje activo, localizado después del talón

GLOSARIO PARA LA GEOMETRÍA DEL MURO EN CONCRETO (m)

H	H (m): Altura del muro concreto, distancia vertical desde la corona (Vástago) hasta la cara inferior de la zarpa
ΔT	ΔT (m): distancia horizontal del chaflan trasero del vástago (TALON), medido en la base del vástago
C	C (m): Long del Talón = L-a-b (ojo incluye ct si existe) C (m) = C1+ct: distancia horizontal del talón (zarpa) desde la base del vástago en el trasdós
ct	ct (m): Long del tramo Talón (zarpa), después de la viga cabezal (a+b+c1) para el caso del muro sobre pilotes
Cll	Cll (m) = C+ΔT: distancia horizontal desde el trasdós de la corona hasta el extremo del talón (Zarpa)

GLOSARIO PARA LA GEOMETRÍA DEL LLENO UBICADO EN EL TRASDÓS	
B1	B1 (m) distancia horizontal de la berma (lleno horizontal), medida desde el trasdós de la corona
ΔH	ΔH (m) = distancia vertical (altura) del talud o lleno inclinado (Ω con la horizontal) medido desde la corona (vástago) hasta la meseta del lleno (truncado)
XΩ	XΩ=δh/(δv=1) Relación distancia horizontal / unidad vertical (δv=1), de la inclinación del talud del lleno real (físico) cuya inclinación con la horizontal es Ω
ΔLΩ	ΔLΩ(m) = ΔH/tan(Ω) distancia horizontal del tramo en talud cuya inclinación es el ángulo Ω con la horizontal
ΔLβ	ΔLβ(m) = ΔLΩ +B1 distancia horizontal del talud ficticio (β con la horizontal) que inicia siempre en el trasdós de la corona, para utilizar las fórmulas deducidas para el caso de talud truncado con altura del talud (ΔH)
β	β = atan(ΔH/ΔLβ):ángulo del talud ficticio del talud truncado medido desde el trasdós de la corona hasta la altura del talud truncado (ΔH)
Xβ	Xβ=δh/(δv=1) Relación de la distancia horizontal / unidad vertical (δv=1), de la inclinación del talud ficticio del talud o lleno con inclinación (β) que inicia en el trasdós de la corona

GLOSARIO DE LAS VARIABLES UTILIZADAS PARA DETERMINAR LOS COEFICIENTES DEL EMPUJE ACTIVO	
ΔL1	ΔL1=C+ΔT-B1: distancia horizontal del sector del talud real (inclinado Ω con la hor) ubicado sobre el talón
ΔL2	ΔL2=ΔLΩ -ΔL1: distancia horizontal del sector del talud real (inclinado Ω con la hor) ubicado después del talón, es decir hasta que termina (ΔH)
Hc	Hc= H + ΔH: distancia vertical desde la base de la zarpa hasta la meseta del talud inclinado
Hm1	Hm1=Hc-(ΔL2)*tan(β) Altura del "muro para empuje" (concreto + lleno sobre el talón) desde la cara inferior del talón
	Hm1=H+(ΔH - ΔL2*tan(β) → [HRH] Altura del "muro para empuje" (concreto + lleno sobre el talón) desde la cara inferior del talón, que corresponde al talud ficticio (inclinado β con la hor)
	Hm1=H+(ΔL1)*tan(β) Altura del "muro para empuje" (concreto + lleno sobre el talón) desde la cara inferior del talón
Hm2	Hm2=H+(ΔL1)*tan(Ω) → [WHD] Altura del "muro para empuje" (concreto + lleno sobre el talón) desde la cara inferior del talón, que corresponde al talud real (inclinado Ω con la hor)
	Hm2=H+(ΔT+C-B1)*tan(Ω) Altura del "muro para empuje" (concreto + lleno sobre el talón) desde la cara inferior del talón



hLL (m) =	hLL = Incremento que podría aplicar para aumentar de la altura del lleno (h+h3) donde se evalúa el empuje activo que actúa en el muro y depende de la posición de la llave bajo la zarpa (XLL), la altura de la llave HLL), ver NOTA con criterio de evaluación hLL. Condición si (L-XLL-BLL)>HLL →hLL=0, de lo contrario hLL=HLL, ver numeral 3) de la NOTA.
Kh	Kh= Coeficiente de empuje horizontal de tierras
θ	θ el Angulo de la cuña de falla, que daría el mayor empuje activo, se varia y se escoge el que corresponda de mayor valor de Ka, por ello se realiza una grafica, teóricamente θ variaría entre 0.1° y 89.9°, pero realmente es más estrecho el rango, 30° y 60°, finalmente la gráfica del Ka vs θ donde se encuentre el máximo Ka, da el valor del ángulo θ buscado

	Datos:		(grados)	(rad)	tan	seno(δ)	cos(δ)	δh / (δv=1)
1		ϕ	28.0	0.489	0.532			
2		δ	18.7	0.326	0.338	0.3201	0.9474	
3		Ω	26.6	0.464	0.500			2
		β	24.677	0.431	0.459			2.18

Muro			
2/3	$f_{\delta\phi}$ =	2/3	
2.60	H(m) =	2.60	
0.40	C(m)=	0.40	
0.30	B1(m)=	0.30	0.5 PLANOS
0.00	ΔT (m) =	0.00	
0.55	hLL (m) =	0.55	
1.70	ΔH (m) =	1.70	
0.14	Kh=	0.14	
ΔL1= (ΔT+C-B1)=		0.100	
ΔLΩ(m)=		3.400	ΔLΩ(m) = ΔH/tan(Ω)
ΔL2=ΔLΩ -ΔL1 =		3.300	
ΔLβ(m)=		3.700	ΔLβ(m) = ΔLΩ +B1

Hm1(m) aux =	2.784	Hm=H+(B1+ΔL1)*tan(β)
Hm1(m) aux =	2.784	Hm1=H+ΔH - ΔL2*tan(β)

Hm2(m) real =	2.650	Hm=H+ΔL1*tan(Ω)
Hm2(m) real =	2.650	Hm2=H+ΔH - ΔL2*tan(Ω)

	Muro			
4	3.20	Hm(m) =	3.200	Hm + hLL: Altura del empuje activo a usar en cálculos
		Hc (m) =	4.300	Hc= H + ΔH
		ΔL1(m)=	0.100	ΔL1=C+Δt-B1
		ΔL2(m)=	3.300	ΔL2=ΔLΩ-ΔL1≥0
		ΔH2(m)=	1.516	ΔH2=ΔL2*tan (β)
		ΔH2(m)=	1.516	ΔH2=Hc-Hm1
		(ΔL2*ΔH2)/2(m²) =	2.502	Área del triángulo a restar
		(ΔL2)²*tan(β)/2 (m²)=	2.502	Área del triángulo a restar

Resultados para empuje activo, estimado por el método de los estados límites

K: Coeficiente de empuje activo de suelos, para la cuña deslizante				
θ (°): Angulo de falla de la cuña activa deslizante del lleno en el trasdós, correspondiente al máximo K				
a: Estático	Ka =	**0.389**	ϑa (°) =	**47**
ae: Dinámico	Kae=	**0.577**	ϑae (°)=	**40**

Área cuña suelo que falla, = Lc*Hc/2-(ΔL2)^2/(2*tan(β))
Ea: Empuje activo caso estático
Ea= **W*[sen(θ)-cos(θ)*tan(ϕ)]** / *[cos(θ-δ)-seno(θ-δ)*tan(ϕ)]*
W = peso de cuña incipiente de falla

Eas: Aporte del sismo al Ea
Eas= **Fs*[(seno(θ)*tan(ϕ)+cos(θ)]** / *[cos(θ-δ)-seno(θ-δ)*tan(ϕ)]*

Ea y Eas comparte el mismo denominador en la deducción de la formula para determinar el Empuje horizontal
Lc = longitud de la cuña incipiente de falla del suelo, que depende del ángulo de inclinación

5	Δθ° =	1	Δθ°: incremento del ángulo inicial para obtener un barrido de los posibles ángulos (θ) que corresponda al Ka max

6 **Tabla para el cálculo del (Ka) coeficiente máximo del empuje activo estático, para talud truncado**

θ° para Ka max	θ°	θ (Rad)	Lc (m) = Hc/tan(θ)	área cuña (m²)=W/ϒs	θ-δ (Rad)	seno(θ)	cos(θ)	seno(θ-δ)	cos(θ-δ)	Ea/ϒs (m²)	Ka = 2*(Ea/ϒs)/Hm²	#(1) →Ka max
	20	0.349	11.8	22.90	0.02	0.342	0.940	0.023	1.000	-3.57	-0.697	0
	21	0.367	11.2	21.58	0.04	0.358	0.934	0.041	0.999	-2.92	-0.570	0
	22	0.384	10.6	20.38	0.06	0.375	0.927	0.058	0.998	-2.34	-0.458	0
	23	0.401	10.1	19.28	0.08	0.391	0.921	0.076	0.997	-1.83	-0.358	0
	24	0.419	9.7	18.26	0.09	0.407	0.914	0.093	0.996	-1.38	-0.270	0
	25	0.436	9.2	17.32	0.11	0.423	0.906	0.110	0.994	-0.98	-0.191	0
	26	0.454	8.8	16.45	0.13	0.438	0.899	0.128	0.992	-0.61	-0.120	0
	27	0.471	8.4	15.64	0.15	0.454	0.891	0.145	0.989	-0.29	-0.057	0
	28	0.489	8.1	14.89	0.16	0.469	0.883	0.162	0.987	0.00	0.000	0
	29	0.506	7.8	14.18	0.18	0.485	0.875	0.179	0.984	0.26	0.051	0
	30	0.524	7.4	13.51	0.20	0.500	0.866	0.197	0.981	0.49	0.096	0
	31	0.541	7.2	12.88	0.22	0.515	0.857	0.214	0.977	0.70	0.137	0
	32	0.559	6.9	12.29	0.23	0.530	0.848	0.231	0.973	0.89	0.173	0
	33	0.576	6.6	11.73	0.25	0.545	0.839	0.248	0.969	1.05	0.206	0
	34	0.593	6.4	11.20	0.27	0.559	0.829	0.264	0.964	1.20	0.234	0
	35	0.611	6.1	10.70	0.29	0.574	0.819	0.281	0.960	1.33	0.260	0
	36	0.628	5.9	10.22	0.30	0.588	0.809	0.298	0.955	1.45	0.283	0
	37	0.646	5.7	9.77	0.32	0.602	0.799	0.315	0.949	1.55	0.303	0
	38	0.663	5.5	9.33	0.34	0.616	0.788	0.331	0.944	1.64	0.320	0
	39	0.681	5.3	8.91	0.35	0.629	0.777	0.347	0.938	1.72	0.335	0
	40	0.698	5.1	8.52	0.37	0.643	0.766	0.364	0.931	1.78	0.348	0
	41	0.716	4.9	8.13	0.39	0.656	0.755	0.380	0.925	1.84	0.359	0
	42	0.733	4.8	7.77	0.41	0.669	0.743	0.396	0.918	1.88	0.368	0
	43	0.750	4.6	7.41	0.42	0.682	0.731	0.412	0.911	1.92	0.375	0
	44	0.768	4.5	7.07	0.44	0.695	0.719	0.428	0.904	1.95	0.381	0

	45	0.785	4.3	6.74	0.46	0.707	0.707	0.444	0.896	1.97	0.385	0
	46	0.803	4.2	6.43	0.48	0.719	0.695	0.459	0.888	1.99	0.388	0
47	47	0.820	4.0	6.12	0.49	0.731	0.682	0.475	0.880	1.99	0.389	1
	48	0.838	3.9	5.82	0.51	0.743	0.669	0.490	0.872	1.99	0.389	0
	49	0.855	3.7	5.53	0.53	0.755	0.656	0.505	0.863	1.99	0.388	0
	50	0.873	3.6	5.26	0.55	0.766	0.643	0.520	0.854	1.97	0.385	0
	51	0.890	3.5	4.98	0.56	0.777	0.629	0.535	0.845	1.95	0.381	0
	52	0.908	3.4	4.72	0.58	0.788	0.616	0.550	0.835	1.93	0.377	0
	53	0.925	3.2	4.46	0.60	0.799	0.602	0.564	0.826	1.90	0.371	0
	54	0.942	3.1	4.22	0.62	0.809	0.588	0.578	0.816	1.86	0.364	0
	55	0.960	3.0	3.97	0.63	0.819	0.574	0.592	0.806	1.82	0.356	0
	56	0.977	2.9	3.73	0.65	0.829	0.559	0.606	0.795	1.78	0.347	0
	57	0.995	2.8	3.50	0.67	0.839	0.545	0.620	0.784	1.73	0.337	0
	58	1.012	2.7	3.28	0.69	0.848	0.530	0.634	0.773	1.67	0.326	0
	59	1.030	2.6	3.05	0.70	0.857	0.515	0.647	0.762	1.61	0.314	0
	60	1.047	2.5	2.84	0.72	0.866	0.500	0.660	0.751	1.54	0.302	0
	61	1.065	2.4	2.62	0.74	0.875	0.485	0.673	0.739	1.47	0.288	0
	62	1.082	2.3	2.41	0.76	0.883	0.469	0.686	0.727	1.40	0.273	0
	63	1.100	2.2	2.21	0.77	0.891	0.454	0.699	0.715	1.32	0.258	0
	64	1.117	2.1	2.01	0.79	0.899	0.438	0.711	0.703	1.24	0.241	0
	65	1.134	2.0	1.81	0.81	0.906	0.423	0.723	0.690	1.15	0.224	0
	66	1.152	1.9	1.61	0.83	0.914	0.407	0.735	0.678	1.05	0.206	0
	67	1.169	1.8	1.42	0.84	0.921	0.391	0.747	0.665	0.95	0.186	0
	68	1.187	1.7	1.23	0.86	0.927	0.375	0.759	0.652	0.85	0.166	0
	69	1.204	1.7	1.05	0.88	0.934	0.358	0.770	0.638	0.74	0.145	0
	70	1.222	1.6	0.86	0.90	0.940	0.342	0.781	0.625	0.63	0.123	0
	71	1.239	1.5	0.68	0.91	0.946	0.326	0.792	0.611	0.51	0.100	0
	72	1.257	1.4	0.50	0.93	0.951	0.309	0.802	0.597	0.39	0.075	0
	73	1.274	1.3	0.32	0.95	0.956	0.292	0.812	0.583	0.26	0.050	0
	74	1.292	1.2	0.15	0.97	0.961	0.276	0.822	0.569	0.12	0.024	0
	75	1.309	1.2	-0.02	0.98	0.966	0.259	0.832	0.554	-0.02	-0.004	0
	76	1.326	1.1	-0.20	1.00	0.970	0.242	0.842	0.540	-0.17	-0.033	0
	77	1.344	1.0	-0.37	1.02	0.974	0.225	0.851	0.525	-0.32	-0.063	0
	78	1.361	0.9	-0.54	1.04	0.978	0.208	0.860	0.510	-0.48	-0.094	0
	79	1.379	0.8	-0.70	1.05	0.982	0.191	0.869	0.495	-0.65	-0.127	0
47	**θa (°): Angulo de falla de la cuña del talud correspondiente al máximo Ka**									**Ka max=**	0.389	

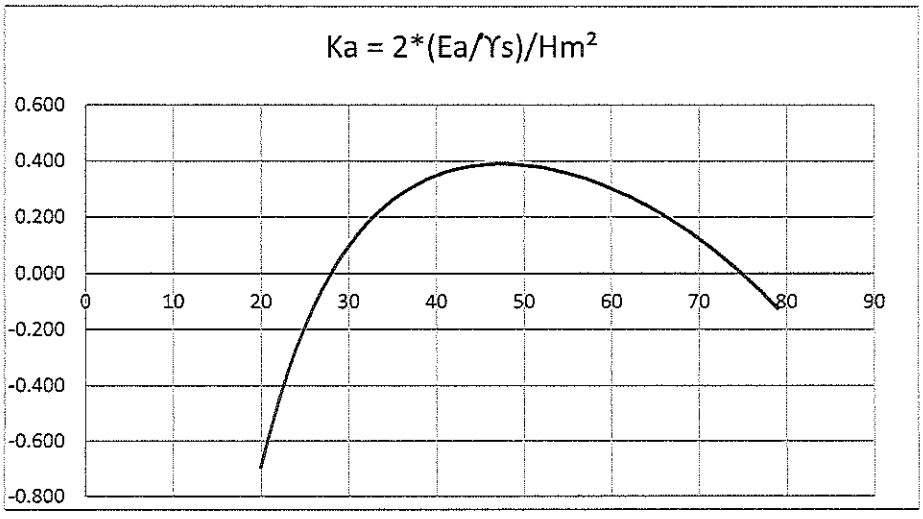
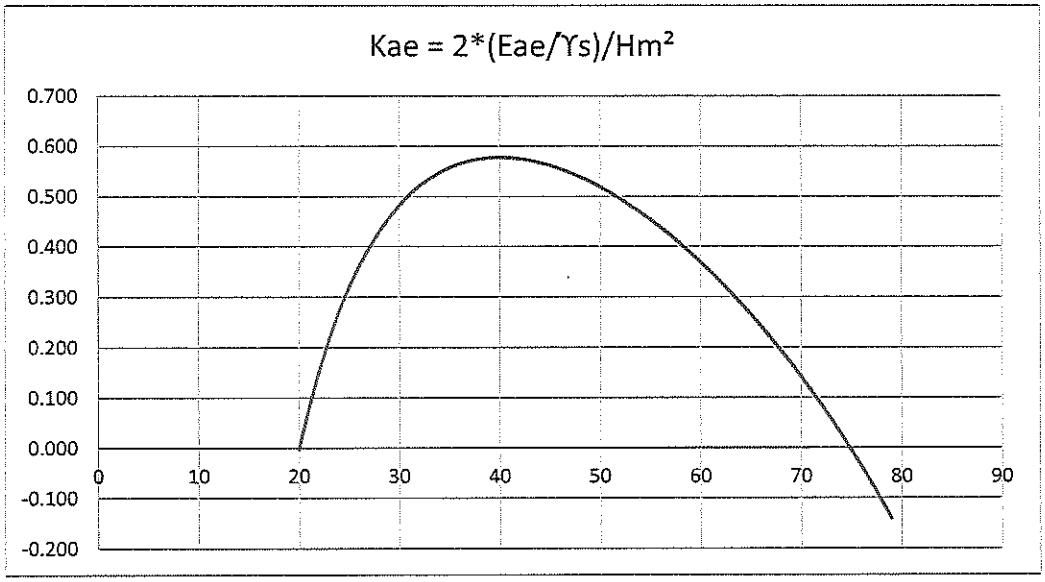


Tabla para el cálculo del (Kae) coeficiente máximo del empuje activo sísmico, para talud truncado						
θ° para Kae max	θ°	Fs=Kh*(W/Ys) (m²)	Eas/Ys (m²)	Eae=Ea+Eas (m²)	Kae = 2*(Eae/Ys)/Hm²	#(1)→Kae max
	20	3.21	3.55	-0.01	-0.003	0
	21	3.02	3.33	0.41	0.080	0
	22	2.85	3.12	0.78	0.152	0
	23	2.70	2.94	1.10	0.215	0
	24	2.56	2.76	1.38	0.270	0
	25	2.43	2.61	1.63	0.318	0
	26	2.30	2.46	1.85	0.361	0
	27	2.19	2.33	2.04	0.398	0
	28	2.08	2.20	2.20	0.430	0
	29	1.98	2.08	2.34	0.457	0
	30	1.89	1.97	2.47	0.482	0
	31	1.80	1.87	2.57	0.502	0
	32	1.72	1.77	2.66	0.520	0
	33	1.64	1.68	2.74	0.535	0
	34	1.57	1.60	2.80	0.547	0
	35	1.50	1.52	2.85	0.557	0
	36	1.43	1.44	2.89	0.564	0
	37	1.37	1.37	2.92	0.570	0
	38	1.31	1.30	2.94	0.574	0
	39	1.25	1.24	2.95	0.577	0
40	40	1.19	1.17	2.96	0.577	1
	41	1.14	1.11	2.95	0.577	0
	42	1.09	1.06	2.94	0.575	0
	43	1.04	1.00	2.93	0.572	0
	44	0.99	0.95	2.90	0.567	0
	45	0.94	0.90	2.88	0.562	0
	46	0.90	0.86	2.84	0.555	0
	47	0.86	0.81	2.80	0.547	0
	48	0.82	0.77	2.76	0.539	0
	49	0.77	0.72	2.71	0.529	0
	50	0.74	0.68	2.66	0.519	0
	51	0.70	0.64	2.60	0.507	0
	52	0.66	0.61	2.54	0.495	0
	53	0.63	0.57	2.47	0.482	0
	54	0.59	0.53	2.40	0.468	0
	55	0.56	0.50	2.32	0.454	0
	56	0.52	0.47	2.24	0.438	0
	57	0.49	0.44	2.16	0.422	0
	58	0.46	0.40	2.08	0.405	0
	59	0.43	0.38	1.98	0.388	0
	60	0.40	0.35	1.89	0.369	0
	61	0.37	0.32	1.79	0.350	0
	62	0.34	0.29	1.69	0.330	0
	63	0.31	0.26	1.58	0.309	0
	64	0.28	0.24	1.47	0.288	0
	65	0.25	0.21	1.36	0.266	0
	66	0.23	0.19	1.24	0.243	0

	67	0.20	0.17	1.12	0.219	0
	68	0.17	0.14	0.99	0.194	0
	69	0.15	0.12	0.86	0.168	0
	70	0.12	0.10	0.73	0.142	0
	71	0.10	0.08	0.59	0.115	0
	72	0.07	0.06	0.44	0.086	0
	73	0.05	0.04	0.29	0.057	0
	74	0.02	0.02	0.14	0.027	0
	75	0.00	0.00	-0.02	-0.005	0
	76	-0.03	-0.02	-0.19	-0.037	0
	77	-0.05	-0.04	-0.36	-0.070	0
	78	-0.08	-0.06	-0.54	-0.105	0
	79	-0.10	-0.07	-0.72	-0.141	0
				Kae max=	0.577	

40	**θae (°): Angulo de falla de la cuña del talud correspondiente al máximo Kae**



REPUBLICA DE COLOMBIA

CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERIA

COPNIA



MATRICULA PROFESIONAL No.

05202-30649 ANT

INGENIERO CIVIL

DE FECHA **19/01/1989**

WILSON DE JESUS HERRON DURAN

C.C. 71651745

UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA SEDE MEDELLIN

PRESIDENTE DEL CONSEJO

Este es un documento público expedido en virtud de la Ley 842 de 2003, que autoriza a su titular para ejercer como Ingeniero en todo el Territorio Nacional.

En caso de extravío debe ser remitida al COPNIA

Calle 78 No. 9 - 57 Oficina 1301 Tel. 3220102 Bogotá D.C.

WILSON HERRÓN

Ingenerio Civil Especilista en Estructuras
DISEÑO DE INGENIERÍA EN INFRAESTRUCTURA VIAL

GS VIAS Y ESTRUCTURAS SAS NIT 8 2 9 0 0 2 4 0 0-1
CR 27 56 21 CA 3 BRR GALAN GOMEZ Barrancabermeja, Santander, Colombia
interventoriagsmedellin@gmail.com

Debe a :

WILSON DE JESÚS HERRÓN DURAN NIT 71651745-1
CRA 37ª # 29-56, Medellín, Antioquia, Colombia
wilsonherron@gmail.com

La suma de: **$17.900.000, (diecisiete millones novecientos mil pesos COP), no se incluye el valor del IVA** porque la cuenta de cobro es regida por el régimen simplificado, no responsable del IVA.

Por concepto de: Consultoría para el diseño estructural de muros de contención, obra publica contratada con el Distrito de Medellín

Favor consignar en la cuenta de ahorros Bancolombia # 101-780.829-74

Medellín, 30 marzo 2026

Atentamente,



WILSON DE JESÚS HERRÓN DURÁN)
C.c. 71.651.745 Colombia
Ingeniero Civil y Especialista en Estructuras.
Matrícula profesional vigente 05202-30549ANT

Se anexa RUT y certificación bancaria

AUXILIO MUEBLES Y DOTACIÓN DE LA OFICINA, ARTICULOS DE ASEO

FACTURA

234

Representación Gráfica
FACTURA ELECTRÓNICA DE VENTA FEC3135998

JHON FREDY MENESES OCHOA

NIT: 71648454-0
Nombre comercial: MERCADOS LAS PROMOCIONES
Tipo de Contribuyente: Persona Natural
Dirección: CALLE 40 No 36 24
Régimen Contable: Impuesto sobre las ventas - IVA
País: Colombia
Municipio: Medellín (Antioquia)
Correo: SUPERMERCADOLASPROMOCIONES@GMIAL.COM
Tipo Responsabilidad: R-99-PN (No aplica - Otros)
Teléfono: 239 80 2

CUFE: 8806831c37129414af624d859098c63bc4a4ddaf7083eec4a426f7d8dda275ce74e59b102a2bdb584cfd9bf4839240c6

Fecha de Emisión:	2026-03-30 12:54:21	**Fecha de Vencimiento:**	
Tipo de Operación:	Estandar	**Prefijo:**	FEC3
Tipo de Negociación:	Contado	**Medio de Pago:**	Efectivo
Fecha de validación:	2026-03-30 12:54:23	**Periodo:**	

Adquiriente: NIT: 829002400-1 **Razón Social:** GS VIAS ESTRUCTURAS SAS

Nombre comercial:		**Dirección:**	
Número Documento:	829002400	**País:**	
Departamento:		**Municipio:**	
Tipo de Contribuyente:	Persona Jurídica	**Correo:**	INTERVENTORIAGSMEDELLIN@GMAIL.COM
Régimen Contable:		**Teléfono:**	
Tipo de Responsabilidad:	R-99-PN (No aplica - Otros)		

Detalles de Productos

						Cargos o Descuentos		Impuestos			Total item
Nro	Código	Descripción	U/M	Cantidad	Precio Unitario	Descuento	Recargo	IVA	%IVA	INC	
1	14776	PANELA JENGIBRE CON LIMON TRAPICHE 24UND 86%	unidad	1,00	$4.100,00	$0,00	$0,00	$195,24	5%	$0,00	$4.100,00
2	3858	TE HINDU DESCANSO NATURAL*20BOLSAS %87	unidad	1,00	$10.850,00	$0,00	$0,00	$1.732,35	19%	$0,00	$10.850,00
3	11939	OFERTA GASEOSA POSTOBON 6UND *250ML %84	unidad	1,00	$6.050,00	$0,00	$0,00	$965,97	19%	$0,00	$6.050,00
4	17249	CAFE JUAN VALDEZ AVELLANAS*95G%90	unidad	1,00	$33.300,00	$0,00	$0,00	$1.585,71	5%	$0,00	$33.300,00
5	17249	CAFE JUAN VALDEZ AVELLANAS*95G%90	unidad	1,00	$33.300,00	$0,00	$0,00	$1.585,71	5%	$0,00	$33.300,00
Total items											5

Totales

Notas:
Las retenciones son a nivel informativo no afecta el total a pagar.

Moneda	COP
Tasa de Cambio	
Subtotal Precio Unitario (=)	$81.535,02
Descuentos Detalle (-)	$0,00
Recargos Detalle (+)	$0,00
Subtotal Base Gravable (=)	$81.535,02
Total Impuesto IVA (=)	$6.064,98
Total Impuestos (+)	$6.064,98
Total Mas Impuesto (=)	$87.600,00
Descuento Global (-)	$0,00
Recargo Global (+)	$0,00
Total a Pagar (=)	**$87.600,00**

Número de Autorización: 18764104184984 Rango Autorizado Desde: 121790 Rango Autorizado Hasta: 200000, prefijo: FEC3, Fecha resolución: 2026-01-02, vigente hasta: 2026-07-02
Proveedor Tecnológico: Nodexum S.A.S - NIT: 901285179-0

DIAN

FACTURA ELECTRÓNICA DE VENTA

DIAN

Representación Gráfica

Datos del Documento

Código Único de Factura - CUFE :
a019d38e280c65be27c5c8d21b6364aa942e7c5bf4ce9bec8d6ed6ed2f370b5578125fbba1178b1aed85801473c3192f

Número de Factura: G8S3-412809
Fecha de Emisión: 30/03/2026
Fecha de Vencimiento:
Tipo de Operación: 10 - Estándar
Forma de pago: Contado
Medio de Pago: Tarjeta Débito
Orden de pedido:
Fecha de orden de pedido:

Datos del Emisor / Vendedor

Razón Social: D1 S A S
Nombre Comercial: D1 S A S
Nit del Emisor: 900276962
Tipo de Contribuyente: Persona Jurídica
Régimen Fiscal:O-13;O-23
Responsabilidad tributaria: 01 - IVA
Actividad Económica:
País: Colombia
Departamento: ANTIOQUIA
Municipio / Ciudad: MEDELLIN
Dirección: CR 46 # 45 - 30
Teléfono / Móvil:
Correo: facturacionelectronica@d1.com.co

Datos del Adquiriente / Comprador

Nombre o Razón Social: GS VIAS Y ESTRUCTURAS SAS
Tipo de Documento: NIT
Número Documento: 829002400
Tipo de Contribuyente: Persona Jurídica
Régimen fiscal: R-99-PN
Responsabilidad tributaria: ZZ - No aplica
País: Colombia
Departamento: ANTIOQUIA
Municipio / Ciudad: MEDELLIN
Dirección: CR 46 # 45 - 30
Teléfono / Móvil:
Correo: grupogs1012@gmail.com

Detalles de Productos

								IMPUESTOS				Precio
Nro.	Código	Descripción	U/M	Cantidad	Precio unitario	Descuento detalle	Recargo detalle	IVA	%	INC	%	unitario de venta
1	7700304122325	LIQUIDO LAVALOZA BRI	94	1,00	$ 2.184,87	$ 0,00	$ 0,00	$ 415,13	19.00			$ 2.184,87
2	7700304523887	JABON LIQUIDO NF OAS	94	1,00	$ 2.932,77	$ 0,00	$ 0,00	$ 557,23	19.00			$ 2.932,77
3	7700304507894	AGUA SIN GAS OMI 500	94	1,00	$ 3.400,00	$ 0,00	$ 0,00					$ 3.400,00

Notas Finales

FACTURA ELECTRONICA DE VENTA
2
TOTAL ARTICULOS: 3
Franja ----------[FORMAS DE PAGO]----------|FORMA DE PAGO: CONTADO|TARJETA DEB/CRE: 9.490,00|Num:6137|Aprob: 121501|AJUSTE A VUELTAS EXACTAS 0,00|
3400.00
D1 S A S NIT 900276962-1|Somos Grandes contribuyentes y Agente retenedor de IVA |Resolución No. 200 del 27 de diciembre de 2024.|Línea de atención al cliente: : 018000120201
Res.DIAN 18764094757877 DE 2025-06-24 G8S3 DESDE 236577 HASTA 1999999 Vig 18 MESES
SISTEMA P.O.S ARS - DESARROLLADO POR:|NCR COLOMBIA LTDA NIT 860.005.074-8
2026-03-30 12:15:16 969 1 1206

Datos Totales

Documento generado el:
30/03/2026 12:15:18
Documento validado por la DIAN:
30/03/2026 12:15:21
XML Generado por: Proveedor Tecnológico
890930534
PDF Generado por:
Solución Gratuita DIAN
Nit:800197268

MONEDA	
TASA DE CAMBIO	

Subtotal	
Descuento detalle	0,00
Recargo detalle	0,00
Total Bruto Factura	
IVA	
INC	0,00
Bolsas	0,00
Otros impuestos	
Total impuesto (=)	
Total neto factura (=)	
Descuento Global (-)	
Recargo Global (+)	0,00
Total factura (=)	**$** **$**

Valores informativos

ANTICIPOS
Anticipos

RETENCIONES	
Rete fuente	0,00
Rete IVA	0,00
Rete ICA	0,00

MONEDA	COP
TASA DE CAMBIO	

Subtotal	8.517,64
Descuento detalle	0,00
Recargo detalle	0,00
Total Bruto Factura	8.517,64
IVA	972,36
INC	0,00
Bolsas	0,00
Otros impuestos	0,00
Total impuesto (=)	972,36
Total neto factura (=)	9.490,00
Descuento Global (-)	0,00
Recargo Global (+)	0,00
Total factura (=)	**COP $** **$** 9.490,00

Valores informativos

ANTICIPOS
Anticipos

RETENCIONES	
Rete fuente	0,00
Rete IVA	0,00
Rete ICA	0,00

Numero de Autorización:	Rango desde:	Rango hasta:	Vigencia: 2026-12-24
18764094757877	236577	1999999	

CERTIFICADO DE VINCULACIÓN DE TRABAJADORES CON DISCAPACIDAD

El empleo es de todos Mintrabajo	PROCESO INSPECCIÓN, VIGILANCIA Y CONTROL FORMATO CONSTATACIÓN DE VINCULACIÓN DE TRABAJADORES EN SITUACION DE DISCAPACIDAD	Código: IVC-PD-05-AN-01-F-02 Versión: 4.0 Fecha: Marzo 09 de 2022 Página 1 de 1

EL SUSCRITO DIRECTOR DE LA OFICINA ESPECIAL DE BARRANCABERMEJA DEL MINISTERIO DE TRABAJO

A QUIEN INTERESE
HACE CONSTAR:

Que, realizado el examen de la documentación acreditada por el peticionario, en relación con la solicitud de expedición del **Certificado de Vinculación de Trabajadores con Discapacidad**, se evidencia lo siguiente:

RADICADO:	No. 13EE2025706808100003243
FECHA RADICADO:	02/12/2025
NOMBRE – RAZON SOCIAL:	GS VIAS Y ESTRUCTURAS S.A.S
IDENTIFICACIÓN:	NIT. 829.002.400-1

A. NUMERO TOTAL DE TRABAJADORES:	9
B. NUMERO DE TRABAJADORES CON DISCAPACIDAD: *Numeral 2 del Artículo 2.2.1.2.4.2.6 del Decreto 1082 de 2015 (Puntaje adicional)*	1
C. NUMERO DE TRABAJADORES CON DISCAPACIDAD CON POR LO MENOS UN (1) AÑO DE VINCULACIÓN O DESDE EL MOMENTO DE LA CONSTITUCIÓN DE LA PERSONA JURÍDICA CUANDO ESTA ES INFERIOR A UN (1) AÑO ACREDITADOS CON CERTIFICADO DE APORTES A SEGURIDAD SOCIAL: *Literal a Articulo 24 Ley 361 de 1997* *Artículos 2.2.1.2.4.2.8 y 2.2.1.2.4.2.17 del Decreto 1082 de 2015 (Factores de desempate)*	0
D. PORCENTAJE DE TRABAJADORES CON DISCAPACIDAD CON POR LO MENOS UN (1) AÑO DE VINCULACIÓN O DESDE EL MOMENTO DE LA CONSTITUCIÓN DE LA PERSONA JURÍDICA CUANDO ESTA ES INFERIOR A UN (1) AÑO: *(C / A) x 100 - Escribir el porcentaje con dos decimales.*	00,00 %

ADVERTENCIA: Recuerde que, en caso de ser beneficiado con puntajes adicionales y/o del sistema de preferencias en algún proceso de licitación pública, concurso de méritos, adjudicación y celebración de contratos, el número de trabajadores con discapacidad que dio lugar a la obtención al beneficio verificado por esta Dirección Territorial, deberá mantenerse como mínimo por un lapso igual al termino de ejecución del contrato.

Corresponderá a la Entidad o Empresa contratante verificar lo antes señalado, por lo cual, el contratista deberá aportar la documentación que le sea solicitada y que acredite el cumplimiento de lo establecido, conforme con lo establecido en los artículos 2.2.1.2.4.2.7 y 2.2.1.2.4.2.17 (numeral 3) del Decreto 1082 de 2015.

El Ministerio del Trabajo ejercerá la Inspección, Vigilancia y Control en los asuntos de su competencia.

OBSERVACIONES: Se emite certificación en 00,00%, toda vez que el discapacitado si se encuentra vinculado, pero no cuenta con por lo menos un año de vinculación laboral a la empresa en comento. Para la verificación del presente, puede remitir la solicitud al correo oebarranca@mintrabajo.gov.co

La vigencia de la presente constancia es de Seis (6) Meses contados a partir de la fecha de expedición y para su validez se debe dar estricto cumplimiento al artículo 2.2.1.2.4.2.7 del Decreto 1082 de 2015

Dado en Barrancabermeja, a los once (11) día del mes de diciembre de 2025

JEFERSON VERA LARA
Director Territorial Oficina Especial de Barrancabermeja
Ministerio del Trabajo

Verificó: y elaboró: Lina N