

RELACIONI I LLOGARITJEVE STRUKTURALE

***“PËR LLOGARITJEN E MUREVE ME
TOKE TË ARMUAR, TOMBINOVE
PERDEVE ME PILOTA B/A DHE
MUREVE MBAJTESE TEK KM 6+500-
10+340, PJESE E PROJEKTIT “STUDIM
PROJEKTIM - ZGJERIMI I SEGMENTIT
RRUGOR DALJE ELBASAN-PRRENJAS-
QAFE THANE”, (FAZA II)”***

MARS, 2023

InfraKonsult

Address: Rr. "Qemal Stafa"; P.25; Ap. 4, hyrja 4,
perballe Qendres Lincoln

Mob:+355 (0)68 90 10 844 / +355 (0)69 40 17 013

E-mail: infraconsult@yahoo.com

PËRMBAJTJA

1. HYRJE.....	4
2. KODET E PROJEKTIMIT	6
3. SOFTWARE LLOGARITËS	7
4. KARAKTERISTIKAT E MATERIALEVE.....	8
4.1. MATERIALET	8
4.1.1 Betoni.....	8
4.1.2 Shtresa mbrojtëse	8
4.1.3 Çeliku i armimit	8
4.1.4 Gjeogridet	8
4.2. REZISTENCA E LLOGARITJES	9
4.2.1 Çeliku i armimit	9
4.2.2 Rezistenca e gjeogrideve.....	9
5. SHPIMET GJEOLLOJIKE DHE PARAMETRAT E DHERAVE	11
6. ANALIZA E NGARKESAVE	14
6.1. NGARKESA NGA PESHA VETJAKE	14
6.2. NGARKESA E TRAFIKUT PËR MURET ME TOKE TE ARMUAR	14
6.3. NGARKESA E TRAFIKUT PËR LLOGARITJEN E TOMBINOVE.....	14
6.4. NGARKESA SIZMIKE	16
7. TEORIA PER LLOGARITJEN E PRESIONEVE NE MURET MBAJTESE	18
7.1. LLOGARITJA E SHTYTJES	18
7.2. MOMENTI PËRMBYSES.....	20
7.3. KONTROLI NE RRESHQITJE	21
7.4. KONTROLI NE AFTESI MBAJTESE TE THEMELIT.....	22
7.5. VERIFIKIMI I STABILITETIT TË PËRGJITHSHËM	23
8. KOMBINIMI I NGARKESAVE	25
9. KONTROLI I MUREVE ME TOKE TE ARMUAR	27
9.1. MURI ME GABIONE DHE GJEGRIDE ME LARTËSI 28M	27
10. LLOGARITJA E TOMBINOVE.....	35
10.1. LLOGARITJA TOMBINOS 4M X 4M.....	35
11. LLOGARITJA E PERDEVE ME PILOTA	101
11.1. LLOGARITJA E PERDEVE ME PILOTA	101
12. KONTROLI I MUREVE MBAJTËS ME GRAVITET	119
12.1. MURI ME GRAVITET 3M ME SIZMIKE POZITIVE	119
13. KONTROLI I MUREVE MBAJTËS BETONARME	123
13.1. MURI MBAJTËS ME LARTËSI 4M	123

LISTA E FIGURAVE

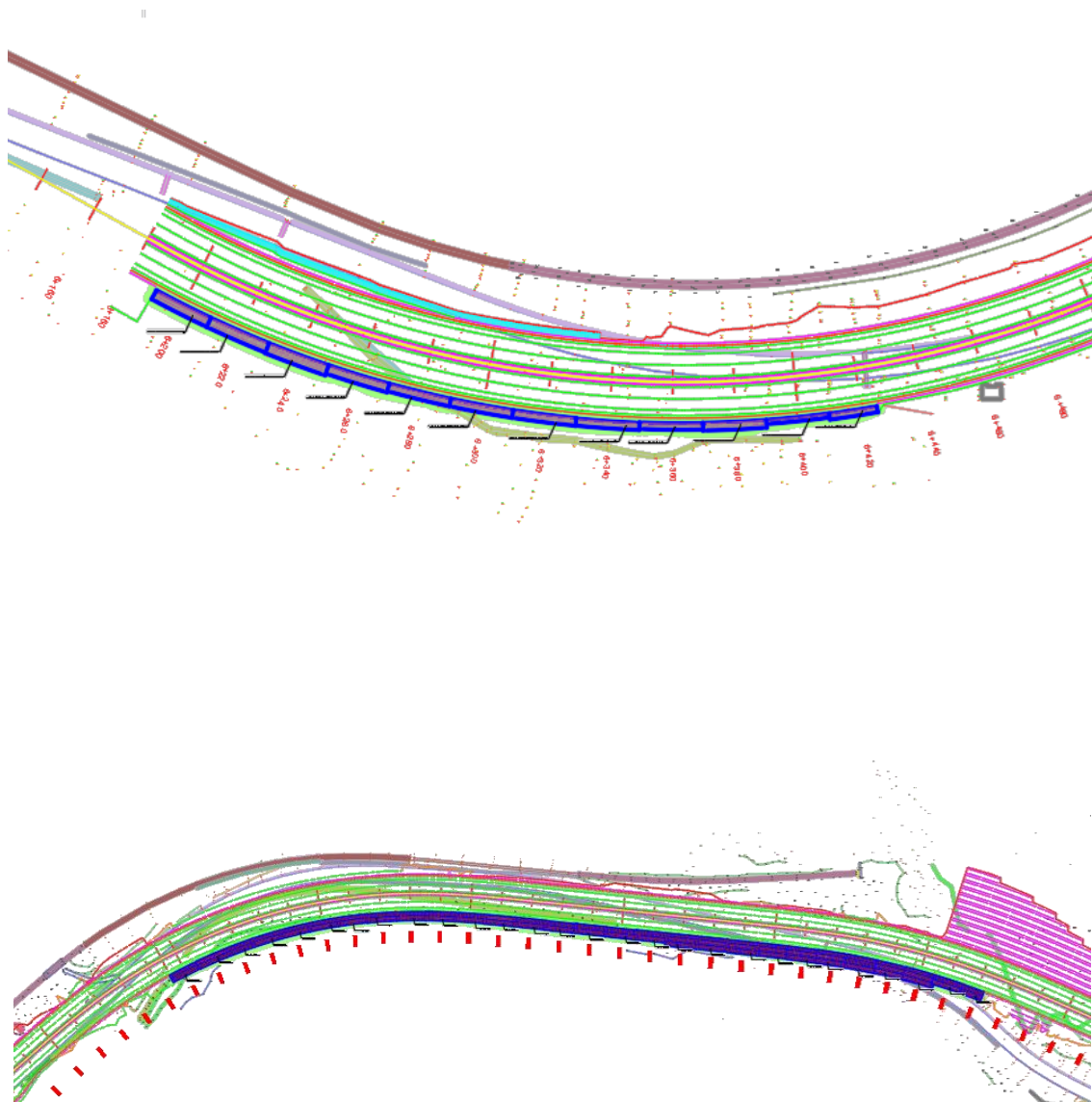
Figura 1 – Plani i përgjithshëm i mureve me toke te armuar.....	5
Figura 2 – Prerja gjeologjike litologjike 1-1.....	11
Figura 3 – Modeli i ngarkesës 1.....	15
Figura 4 – Modeli i ngarkesës 2.....	15
Figura 5 – Prerja terthore murit me gabione dhe gjeogride.....	27
Figura 6 – Stabiliteti i skarpates.....	30
Figura 7 – Prerja terthore murit me gabione dhe gjeogride.....	30
Figura 8 – Forcat tërheqëse neper gjeogride.....	32
Figura 9 – Stabiliteti i skarpates.....	34
Figura 10 – Prerja gjatesore dhe plani i tombinos	35
Figura 11 – Prerja terthore e tombinos	36
Figura 12 – Prerja terthore dhe gjeometria e tombinos.....	97
Figura 13 – Momenti përkulës neper muret e tombinos	98
Figura 14 – Forca prerëse ne muret e tombinos.....	99
Figura 15 – Forca aksiale ne muret e tombinos	99
Figura 16 – Prerja terthore e perdes se pilotave.....	101
Figura 17 – Armimi i pilotave.....	109
Figura 18 – Armimi i traut te pilotave	109
Figura 19 – Forca prerëse ne muret e tombinos.....	110
Figura 20 – Armimi i pilotave	117
Figura 21 – Armimi i traut te pilotave	118

LISTA E TABELAVE

Tabla 1 - Llojet e truallit sipas EN-1998-1	16
Tabla 2 - Vlerat e parametrave të spektrave te rekomanduar të reagimit elastik të tipit 1	17

1. HYRJJE

Ky raport llogaritës ka për qëllim llogaritjen strukturale dhe gjeoteknike të mureve me toke të armuar, tombinove, perdeve me pilota dhe mureve mbajtëse pjesë e segmentit rrugor në km 6+500 - 10+340 pjesë e projektit “Studim Projektim - Zgjerimi i segmentit rrugor dalje Elbasan-Prrenjas-Qafe Thane”, (Faza II)”. Muret mbajtëse janë bërë në dy tipologji, në mure pritëse betoni me lartësi 1.5m, 2m dhe 3m dhe mbajtëse b/a në skarpate me lartësi 2m, 3m, 4m, 5m dhe 6m. Në disa pozicione është përdorur mbrojtje me perde me pilota $\Phi 800$ cdo 1.2m me gjatësi 8m dhe $\Phi 1000$ cdo 1.5m me gjatësi 9m. Ato janë përdorur në zonat afër lumit për të mbrojtur mbushjen e rrugës nga gërryerjet lumore. Përsa i përket tombinove, tombinot e përdorura janë të dimensioneve 2.5 m x 2.5 m, 3m x 3m, 3.5m x 3.5m dhe 4x4m.



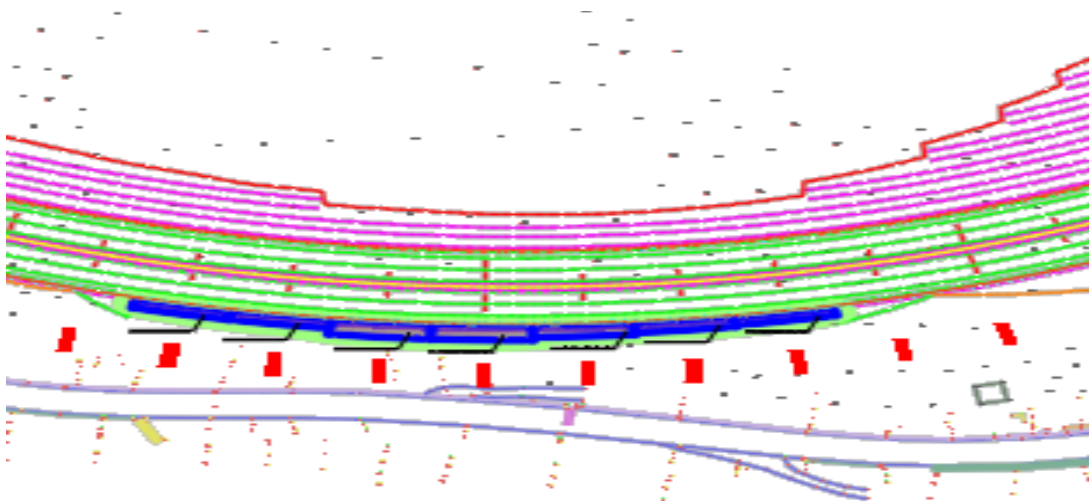


Figura 1 – Plani i përgjithshëm i mureve me toke te armuar

2. KODET E PROJEKTIMIT

Llogaritja e stabilitetit global të skarpatave është bërë duke u bazuar në eurokodet strukturale dhe me konkretisht si më poshtë vijon:

- EN 1990:2002 “Bazat e projektimit struktural”
- EN 1991-1-1:2002 “Veprimet mbi strukturat”
- EN 1992-1-1:2004 “Projektimi i strukturave prej betoni”
- EN 1997-1:2004 “Projektimi gjeoteknik”
- EN 1998-1:2004 “Projektimi i strukturave për rezistencë ndaj tërmetit”
- EN 1998-5:2004 “Projektimi i strukturave për rezistence ndaj tërmetit” Pjesa 5: Themele, struktura mbajtëse dhe aspekte gjeoteknike.

3. SOFTWARE LLOGARITËS

Software llogaritës i përdorur për të kryer llogaritjet e tombinove është përdorur software Aztec Informatica s.r.l SCAT, software PAC për perdet me pilotat dhe software MAX për muret mbajttese. Këto software përdoren për llogaritjet strukturale dhe gjeoteknike.

4. KARAKTERISTIKAT E MATERIALEVE

4.1. Materialet

4.1.1 Betoni

Sipas EN 206:

- a) Betoni i pilotave:
 - Klasa e rezistencës C25/30
 - Klasa e ekspozimit XC2
- b) Betoni i traut lidhes të pilotave:
 - Klasa e rezistencës C25/30
 - Klasa e ekspozimit XC2
- c) Betoni i tombinove:
 - Klasa e rezistencës C30/37
 - Klasa e ekspozimit XC2
- d) Betoni i mureve mbajtese:
 - Klasa e rezistencës C25/30
 - Klasa e ekspozimit XC2

4.1.2 Shtresa mbrojtëse

- Për pilotat $C_{nom} = 70 \text{ mm}$
- Për traun lidhës $C_{nom} = 50 \text{ mm}$
- Per muret dhe tombinot $C_{nom} = 50 \text{ mm}$

4.1.3 Çeliku i armimit

Sipas EN 10080:

- a) Çelik i viskuar për struktura B/A
 - Klasa e çelikut B500C

4.1.4 Gjeogridet

Gjeogrid i bërë me kablllo PVA të veshura me qëndrueshmëri të lartë, i prodhuar nga procesi i thurjes.

- a) Gjeogrid me rezistencë 80 kN/m
- b) Gjeogrid me rezistencë 110 kN/m
- c) Gjeogrid me rezistencë 150 kN/m
- d) Gjeogrid me rezistencë 200 kN/m
- e) Gjeogrid me rezistencë 300 kN/m

4.2. Rezistenca e llogaritjes

Rezistenca llogaritëse të materialeve është si më poshtë: Betoni

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_M$$

a) Pilotat

$$\gamma_M = 1.5 \quad \alpha_{cc} = 0.85 \quad C25/30 \quad f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cd} = 14.16 \text{ N/mm}^2$$

b) Trau lidhës

$$\gamma_M = 1.5 \quad \alpha_{cc} = 0.85 \quad C25/30 \quad f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cd} = 14.16 \text{ N/mm}^2$$

c) Betoni i tombinove

$$\gamma_M = 1.5 \quad \alpha_{cc} = 0.85 \quad C30/37 \quad f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$$

d) Betoni i mureve mbajtëse

$$\gamma_M = 1.5 \quad \alpha_{cc} = 0.85 \quad C25/30 \quad f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cd} = 14.16 \text{ N/mm}^2$$

4.2.1 Çeliku i armimit

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M$$

a) Çelik i vijaskuar për struktura b/a

$$\gamma_M = 1.15 \quad B500C \quad f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2 \quad f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

4.2.2 Rezistenca e gjeogrideve

Gjeogrid 300 kN/m

T – rezistanca kufitare në tërheqje

$$T = 300 \text{ kN/m}$$

LT- Rezistenca në tërheqje për kohë të gjatë

$$T(LT) = T_{ultime} / RF$$

$$RF = RF(\text{deformkoha}) * RF(\text{dëmtimi gjatë instalimit}) * RF(\text{qëndrueshmëria}) * RF(\text{globale})$$

$$\approx 3$$

$$T_{design} = 100 \text{ kN/m}$$

Gjeogrid 200 kN/m

T – rezistanca kufitare në tërheqje

$$T = 200 \text{ kN/m}$$

LT- Rezistenca në tërheqje për kohë të gjatë

$$T(LT) = T_{ultime} / RF$$

$$RF = RF(\text{deformkoha}) * RF(\text{dëmtimi gjatë instalimit}) * RF(\text{qëndrueshmëria}) * RF(\text{globale})$$

$$\approx 3$$

$$T_{\text{design}} = 66.7 \text{ kN/m}$$

Gjeogrid 150 kN/m

T – rezistanca kufitare në tërheqje

$$T = 150 \text{ kN/m}$$

LT- Rezistenca në tërheqje për kohë të gjatë

$$T(LT) = T_{\text{ultime}} / RF$$

$$RF = RF(\text{deformkoha}) * RF(\text{dëmtimi gjatë instalimit}) * RF(\text{qëndrueshmëria}) * RF(\text{globale}) \\ \approx 3$$

$$T_{\text{design}} = 50 \text{ kN/m}$$

Gjeogrid 110 kN/m

T – rezistanca kufitare në tërheqje

$$T = 110 \text{ kN/m}$$

LT- Rezistenca në tërheqje për kohë të gjatë

$$T(LT) = T_{\text{ultime}} / RF$$

$$RF = RF(\text{deformkoha}) * RF(\text{dëmtimi gjatë instalimit}) * RF(\text{qëndrueshmëria}) * RF(\text{globale}) \\ \approx 3$$

$$T_{\text{design}} = 36.7 \text{ kN/m}$$

Gjeogrid 80 kN/m

T – rezistanca kufitare në tërheqje

$$T = 80 \text{ kN/m}$$

LT- Rezistenca në tërheqje për kohë të gjatë

$$T(LT) = T_{\text{ultime}} / RF$$

$$RF = RF(\text{deformkoha}) * RF(\text{dëmtimi gjatë instalimit}) * RF(\text{qëndrueshmëria}) * RF(\text{globale}) \\ \approx 3$$

$$T_{\text{design}} = 26.7 \text{ kN/m}$$

5. SHPIMET GJEOLOGJIKE DHE PARAMETRAT E DHERAVE

Zona e studimit ku do të zhvillohet projekti ,per zgjerimin e rruges plus dy korsi, është sipas aksit të rrugës automobilistike ose në afërsi të saj,ne jug te rruges ekzistuse,ne zonen Labinot Fush deri ne Xibrak.

POSHA GJEOLOGJIKE	THELLESIA E SHITRES	KUOTA E SHITRES	NUMRI I SHITRES	MARRJA E KAMPINIT	TRASHESIA E SHITRES	SPT TEST	PERSHKRIMI GJEOLIGO-LITOLOGJIK I SHITRES	NUMRI I SHITRES
	5.0		1		5.0		Perfaqesohet nga depozitime Aluviale dhe Proluviale te Kuaternarit, te perbera nga perzierje zhavorresh kokerrtrashe dhe zhavorr kokerrmesem . Zhavorret jane me perberje gelqerorese me dimensione nga 1, 2, 3, 5 deri ne 10 cm. Si material mbushes sberbejne depozitimet rmore kokerrtrashe dhe kokerrimet si dhe dhe surerat dhe surgjilat me ngjyre kafe mesatarisht te ngjeshura.	
	15.0		2		10.0		Perfaqesohet nga depozitime Aluviale dhe Proluviale te Kuaternarit, te perbera nga perzierje zhavorresh kokerrtrashe, kokerrmesem dhe kokerrimet mesatarisht I perpunuar me perberje gelqerore. Zhavorret jane me dimensione nga 0.5, 1, 2, 4, 5 deri ne 10 cm. Si material mbushes sberbejne depozitimet rmore kokerrtrashe dhe kokerrmesem, mesatarisht te ngjeshura.	

Figura 2 – Prerja gjeologjike litologjike 1-1

Parametrat gjeoteknike të dherave sipas shtresave, të ndeshura në shpimet gjeologjike janë si më poshtë vijon:

Ne vlersimin kushteve gjeologo-inxhinerike zoneve ku zhvillohet traseja e rruges jemi beshtetur ne harten gjeologo-inxhinerike te rajonit ne shkallen 1:200000,Elbasan –Qafe Thane ne studimet gjeologo-inxhinerike te kryer me par ne kete zone (Ndertimin e Hekurudhes,qe ndodhet paralelish me rrugen) ,si dhe ne vrojtimin cveshjet natyrale, te formacionit rrenjesore te nxerra nga rikonjucioni e kryer se bashku me grupin e projektimit, per gjate gjithë trases si dhe mbeshtetur ne punimet e dy shpimit me thellesi deri 15.0m, ne sheshin e ndertimit ku do te ndertohet ura.

Traseja e segmenti nga 1+440km deri 6+500km. Traseja e ketij segment shtrihet ,ne zonen e Fush –Labinot,dhe vendoset mbi depozitime aluviale,proluviale dhe deluviale te kuaternarit ,te

perbera, popla, zhavorre, rera, alevrolite. (ne harten gjeologo-inxhinerike jepet me simbolin SA) Ne kete segmen do te kemi zgjerim te trases me dy kalime. Mbeshtetur ne te dhenat e punimit shpimeve, gropave, vrojtimin e cveshjeve natyrale si dhe ne studimet e me parshme gjeologo-inxhinerike te objekteve te ndertuar me pare (hekurudha Elbasan – Pogradec, paralel me rrugen qe do te ndertohet), si dhe ne analizat laboratorike. Kemi vecuar 4 shtresa, mbi te cilen mbeshtete mbushja e traseja e rruges, qe pozicioni i tyre, si ne shtrirje ashtu dhe ne thellesi, jepen ne permjet profilit gjatesore, ne shkallen vertikale 1:100 dhe horizontale 1:2000.

Me poshte po japim pershkrimin dhe vetit fiziko-mekanike per cdo shtrese.

Shtresa-1 Perfaqesohet nga depozitimet aluviale, proluviale te kuaternarit, te perbere nga perzierje zajesh zhavorr kokerr trashe, kokerr mesme, me perberje kryesisht gelqerore, mesatarishte deri te perpunuara, me permasa 1, 2, 3, 5 dhe 10 cm. Si material mbushes sherben rera kokerr trashe, kokerr imet, si dhe surera dhe suargjilat me ngjyre kafe. Kjo shtrese eshte mesatarishte e ngjeshur dhe eshte ujembajtese.

Vetit fiziko mekanike per kete shtrese jane:

Perberja granulometrike.

Fraksioni zhavorr	70.2%
Fraksioni rere	25.0%
Fraksioni pluhur + argjile	4.8%
Pesha specifike	2.65 T/m ²
Kendi i ferkimit te brendeshem	34 ⁰
Moduli i deformacionit	200 kg/cm ²
Forca e ferkimit pilot beton – Toke	7.0 T/m ²
Ngarkesa e lejuar	3.0 kg/cm ²
Koficienti i filtrimit	200 m/24 ore

Shtresa-2 Perfaqesohet nga depozitimet aluviale, proluviale te kuaternarit, te perbere nga perzierje zajesh zhavorr kokerr trashe, kokerr mesme, me perberje kryesisht gelqerore, te perpunuara, me permasa 1, 2, 3, 5 dhe 10 cm. Si material mbushes sherben rera kokerr trashe, kokerr mesme. Kjo shtrese eshte mesatarishte e ngjeshur dhe eshte ujembajtese.

Vetit fiziko mekanike per kete shtrese jane:

Perberja granulometrike.

Fraksioni zhavorr	73.2%
Fraksioni rere	25.0%
Fraksioni pluhur + argjile	1.8%
Pesha specifike	2.65 T/m ²
Kendi i ferkimit te brendeshem	36 ⁰
Moduli i deformacionit	230 kg/cm ²
Forca e ferkimit pilot beton – Toke	8.0 T/m ²

Ngarkesa e lejuar.....4.0kg/cm²
 Koficienti i filtrimit200m/24ore

Shtresa-3 Perfaqesohet nga depozitimet deluviale te kuaternarit, te perbere nga suargjila te mesme deri te renda,pluhurore,me ngjyre kafe,kafe e kuqerreme,me lageshti,plastike ,mesatarishte e ngjeshur,ne masen e saj ka guricka.

Vetite fiziko –mekanike per kete shtrese jane:

Perberja granulometrike.

Fraksioni ranore.....17.1%
 Fraksioni pluhurore.....59.8 %
 Fraksioni argjilore.....23.1%

Kufijte e Attebergut.

Kufiri i siperm i plasticitetit.....43.2%
 Kufiri i poshtem i plasticitetit.....24.9%
 Numuri i plasticitetit.....18.3%
 Lageshtia natyrale30.5%
 Pesha vellimore.....1.96gr/cm³
 Pesha specifike.....2.72gr/cm³
 Pesha e skeletit.....1.50gr/cm³
 Koficienti i porozitetit.....0.81
 Poroziteti.....44.8%
 Kendi ferkimit te brendeshem.....18⁰
 Kohezioni.....0.35kg/cm²
 Moduli i deformacionit.....90.2kg/cm²
 Ngarkesa e lejuar.....1.8-2.0 kg/cm²
 Forca e Ferkimi pilot betony -toke3.5T/m²

Shtresa-4 Perfaqesohet nga depozitimet eluviale te formacionit baze,Pliocen-eocen,i perbere nga alevrolitet,ranore dhe gelqerore ranorike,i forte i ngjeshur.

Vetit fiziko mekanike per keto formacion eshte.

Vetit fiziko mekanike per kete formacione jane:

Pesha specifike.....2.70-2.73gr/cm³
 Pesha vellimore.....2.40-2.60gr/cm³
 Rezistenca ne shtypje nji boshtore.....200-250kg/cm²
 Kendi i ferkimit te brendeshem35-45⁰
 Kendi skarpater ne germim2:1

6. ANALIZA E NGARKESAVE

6.1. Ngarkesa nga pesha vetjake

Pesha vetjake e dherave është marrë sipas parametrave të raportit gjeologjik për secilën shtresë ndërsa për element betonarme është pranuar $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

6.2. Ngarkesa e trafikut për muret me toke te armuar

Ngarkesa rrugore nga trafiku është pranuar si ngarkesë njëtrajtësisht e shpërndarë me vlerën $q=20 \text{ kN/m}^2$.

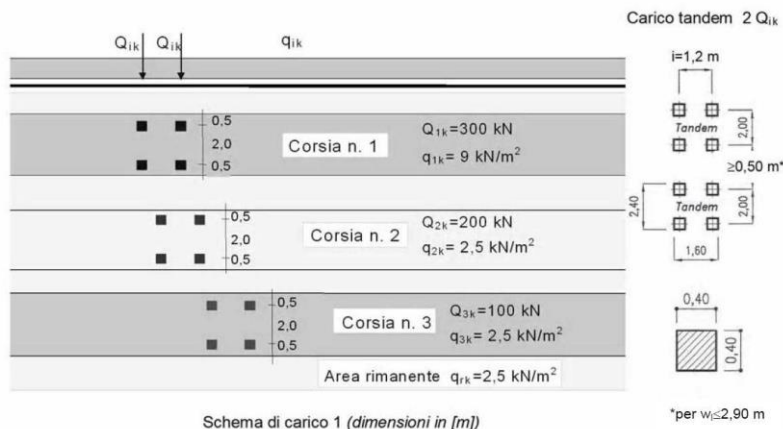
6.3. Ngarkesa e trafikut për llogaritjen e tombinove

▪ Modeli global (Modeli i ngarkesës 1)

Në përputhje me normativën referuese janë marrë në konsideratë ngarkesat e mëposhtme të trafikut për urat e kategorisë 1:

- Gjerësia e korsisë së parë e barabartë me 3.00m e përbërë nga dy ngarkesa të njëpasnjëshme $Q1k = 300 \text{ kN}$ dhe ngarkesë e shpërndarë në mënyrë uniforme e barabartë $q1k = 9 \text{ kN/m}^2$;
- Gjerësia e korsisë së dytë e barabartë me 3,00m, e përbërë nga ngarkesë tandem $Q2k = 200 \text{ kN}$ dhe ngarkesë e shpërndarë në mënyrë uniforme e barabartë me $q2k = 2,5 \text{ kN/m}^2$;
- Gjerësia e korsisë së tretë e barabartë me 3.00m e përbërë nga ngarkesë tandem $Q3k = 100 \text{ kN}$ dhe ngarkesë e shpërndarë në mënyrë uniforme e barabartë $q3k = 2.5 \text{ kN/m}^2$;

zona e mbetur e përbërë nga një ngarkesë e shpërndarë në mënyrë uniforme e barabartë me $q_{rk} = 2.5 \text{ kN/m}^2$.



Location	Tandem system <i>TS</i>	<i>UDL</i> system
	Axle loads Q_{ik} (kN)	q_{ik} (or q_{rk}) (kN/m ²)
Lane Number 1	300	9
Lane Number 2	200	2,5
Lane Number 3	100	2,5
Other lanes	0	2,5
Remaining area (q_{rk})	0	2,5

Figura 3 – Modeli i ngarkesës 1

Ngarkesat e trafikut konsiderohen në dispozita të ndryshme gjatësore dhe tërthore për të gjeneruar sforcimet maksimale në seksionet e verifikimit.

▪ **Modeli lokal (Modeli i ngarkesës 2)**

Për llogaritjen e efekteve lokale ne solete konsiderohet Modeli i Ngarkesës 2

Ngarkesa Modeli 2 përbëhet nga një ngarkesë me një bosht βQ_{ak} me Q_{ak} të barabartë me 400 kN, përforcim dinamik i përfshirë, kur është e nevojshme, është marrë parasysh vetëm një rrotë prej 200 βQ (kN).



Figura 4 – Modeli i ngarkesës 2

6.4. Ngarkesa sizmike

Sipas EN-1998-1: "Projektimi i Strukturave për Rezistencën ndaj Tërmetit" përcaktohet si rrezik bazë sizmik në truall të kategorisë "A" duke përcaktuar vlerat e nxitimit maksimal horizontal a_g dhe parametrat që përcaktojnë spektrat e reagimit.

Veprimi sizmik i identifikuar në këtë mënyrë ndryshohet më pas për të marrë në konsideratë ndryshimet e shkaktuara nga kushtet lokale të stratigrafisë nëntokësore të pranishme në truallin në studim dhe morfologjinë e sipërfaqës. Këto ndryshime karakterizojnë reagimin sizmik.

Në llogaritjen e veprimit sizmik konsiderohet klasa e rëndësisë II (2.1.4 i EN-1998-2) që i përgjigjet një faktori rëndësie $\gamma_I = 1.0$. Për përcaktimin e spektrit sizmik me parametrin kryesor nxitimi maksimal të truallit PGA (m/s^2) në terrenin e tipit A, me 10% probabilitet tejkalimi në 50 vjet, që korrespondon me një periudhë përsëritje 475 vjet.

Ground type	Description of stratigraphic profile	Parameters		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (blows/30cm)	c_u (kPa)
A	Rock or other rock-like geological formation, including at most 5 m of weaker material at the surface.	> 800	–	–
B	Deposits of very dense sand, gravel, or very stiff clay, at least several tens of metres in thickness, characterised by a gradual increase of mechanical properties with depth.	360 – 800	> 50	> 250
C	Deep deposits of dense or medium-dense sand, gravel or stiff clay with thickness from several tens to many hundreds of metres.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Deposits of loose-to-medium cohesionless soil (with or without some soft cohesive layers), or of predominantly soft-to-firm cohesive soil.	< 180	< 15	< 70
E	A soil profile consisting of a surface alluvium layer with v_s values of type C or D and thickness varying between about 5 m and 20 m, underlain by stiffer material with $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Deposits consisting, or containing a layer at least 10 m thick, of soft clays/silts with a high plasticity index ($PI > 40$) and high water content	< 100 (indicative)	–	10 - 20
S_2	Deposits of liquefiable soils, of sensitive clays, or any other soil profile not included in types A – E or S_1			

Tabla 1 - Llojet e truallit sipas EN-1998-1

Ground type	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Tabla 2 - Vlerat e parametrave të spektrave të rekomanduar të reagimit elastik të tipit 1

Për qëllimin e analizës pseudostatike, veprimi sizmik duhet të përfaqësohet nga një grup forcash statike horizontale dhe vertikale të barabarta me produktin e forcave të gravitetit dhe një koeficient sizmik. Veprimi sizmik vertikal do të konsiderohet se vepron lart ose poshtë në mënyrë që të prodhojë efektin më të pafavorshëm.

Intensiteti i forcave të tilla sizmike ekuivalente varet, për një zonë të caktuar sizmike, nga sasia e zhvendosjes së përhershme e cila është e pranueshme dhe e lejuar realisht nga zgjidhja strukturore e miratuar.

Sipas raportiti inxhiniero-sizmik të sheshit të ndëtimimit është përcaktuar kategori trualli të klasës B sipas Eurokodit 8 dhe nxitimi maksimal i truallit $PGA = 0.328$ g, për periudhe përsëritje 475 vjet. Nga këto të dhëna nxjerrim koeficientin horizontal dhe vertikal sizmik si më poshtë:

7. TEORIA PER LLOGARITJEN E PRESIONEVE NE MURET MBAJTESE

7.1. Llogaritja e shtytjes

Vlerat karakteristike dhe vlerat llogaritëse

Duke kryer llogaritjet me anë të Eurokodeve, është e nevojshme të bëhet dallimi midis parametrave karakteristikë dhe vlerave llogaritëse (projektuese) si të veprimeve ashtu edhe të rezistencës.

Vlerat e llogaritjes merren nga vlerat karakteristike përmes aplikimit të koeficientit të pjesshëm të sigurisë γ oportune. Në veçanti, dallohen kombinimet e llojit të ngarkesës A1-M1, në të cilat ngarkesat rriten dhe parametrat e rezistencës së tokës lihen të pandryshuara, dhe A2-M2 në të cilat parametrat e rezistencës së tokës janë zvogëluar dhe ngarkesat janë pothuajse të pandryshuara.

Metoda Culmann

Metoda Culmann adapton të njëjtat hipoteza që formojnë bazën e metodës së Kulombit. Dallimi thelbësor është, ndërsa Coulomb merr në konsideratë një nivel themeli me një pjerrësi konstante dhe ngarkesa të shpërndara në mënyrë uniforme (që lejon marrjen e një shprehjeje të formës së mbyllur për koeficientin e shtytjes), metoda Culmann miraton analizën e situatave me një profil të formës gjenerike, të dyja ngarkesa të përqendruara dhe të shpërndara, sido që të vendosen. Për më tepër, krahasuar me metodën e Kulombit, është më e menjëhershme dhe lineare të merret në konsideratë kohezioni i pykës së shtytjes. Metoda Culmann, e lindur në thelb si një metodë grafike, evoluoi në mënyrë që të trajtohej nga analiza numerike. Ashtu si me metodën e Kulombit, kjo metodë gjithashtu konsideron një sipërfaqe thyerjeje drejtvizore.

Hapat e procedurës zgjidhëse janë si më poshtë:

- imponohet një sipërfaqe thyerjeje (me kënd të pjerrësisë ρ në krahasim me horizontalen) dhe merret parasysh pyka e shtytjes, e përcaktuar nga e njëjta sipërfaqe thyerjeje, nga muri dhe nga profili i dheut;
- vlerësohen të gjitha forcat që veprojnë në pykën e shtytjes, përkatësisht pesha e vetvetes (W), ngarkesat, rezistenca ndaj fërkimit dhe kohezionit përgjatë sipërfaqes së thyerjes (R dhe C) dhe rezistenca e kohezionit përgjatë murit (A);
- nga ekuacionet e ekuilibrit, fitohet vlera e shtytjes (S) në mur

Ky proces përsëritet derisa të gjendet këndi i thyerjes në të cilin shtytja rezulton të jetë maksimale. Konvergjencia nuk arrihet nëse niveli i themelit rezulton i prirur në një kënd më të madh se këndi i fërkimit të tokës.

Në rastet kur është e zbatueshme metoda e Kulombit (profili i mbajtur drejtvizor dhe ngarkesa e shpërndarë në mënyrë uniforme), rezultatet e marra me metodën Culmann përkojnë me ato të metodës Kulomb.

Presioni në murin e shtytjes përftohet duke nxjerrë shprehjen e shtytjes S në krahasim me ordinatën z. Nga diagrami i presionit fitohet pika e aplikimit të shtytjes.

Shtytje në prani të tërmetit

Për të marrë në konsideratë rritjen e shtytjes për shkak të tërmetit, i referohet metodës Mononobe-Okabe.

Sipas pjerrësisë së nivelit të themelit (ε) në krahasim me atë horizontal dhe ndaj pjerrësisë së murit (β) në krahasim me atë vertikale, shtytja S' llogaritet duke marrë parasysh pjerrësinë e shtratit dhe murit të barabartë me:

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

ku $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ duke qenë k_h dhe k_v koeficienti i intensitetit sizmik horizontal dhe vertikal.

Në rastin e pranisë së ujit, θ supozon shprehjet e mëposhtme:

Tokë me përshkueshmëri të ulët:

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Tokë me përshkueshmëri të lartë:

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Nëse S është shtytja e llogaritur në kushte statike, rritja e shtytjes që do të zbatohet shprehet me:

$$\Delta S = AS' - S$$

ku është koeficienti A:

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

Në rast të pranisë së ujit, në një koeficient A duhet të merret parasysh ndikimi i peshave vëllimore në vlerësimin e θ .

Duke adoptuar metodën Mononobe-Okabe për llogaritjen e shtytjes, koeficienti A vendoset në 1.

Një rritje e tillë e shtytjes zbatohet në gjysmën e lartësisë së murit të shtytjes në rastin e diagramit të rritjes sizmike të formës drejtkëndore, në të njëjtën pikë aplikimi të shtytjes statike në rastin kur forma e diagramit të rritjes sizmike është e barabartë me atë të diagramit statik.

Krahas kësaj rritjeje, është e nevojshme të merren parasysh edhe forcat inerciale horizontale dhe vertikale që lindin si pasojë e tërmetit. Forca të tilla vlerësohen si:

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

ku W është pesha e murit, e dheut mbi anën e mbajtur dhe mbingarkesat relative, dhe aplikohet në barikentën e peshave.

Metoda Culmann merr parasysh automatikisht rritjen e shtytjes. Mjafton të futet forca inerciale e pykës së shtytjes në ekuacionin zgjidhës. Sipërfaqja e rrëshqitjes në rastin e tërmetit rezulton të jetë më pak e pjerrët nga sipërfaqja përkatëse në mungesë të tërmetit

7.2. Momenti përmbyses

Verifikimi i përmbysjes konsiston në identifikimin e momentit resultant të të gjitha forcave që tentojnë të përmbysin murin (M_r momenti i përmbysjes) dhe momentet rezultante të të gjitha forcave që tentojnë ta stabilizojnë atë (momenti stabilizues M_s) në lidhje me skajin e jashtëm dhe duke verifikuar që lidhja M_s/M_r është më e madhe se koeficienti i sigurisë η_r .

Mund të përdoret duke përdorur Eurokodet $\eta_r \geq 1.0$.

Prandaj mosbarazimi i mëposhtme duhet të verifikohet:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Momenti i përmbysjes M_r jepet nga komponenti horizontal i shtytjes S , nga forcat inerciale të murit dhe tokës që mbështeten në themelet e brendshme (në rastin e pranisë së tërmetit) shumëzuar me krahët e tyre. Pesha e murit (e aplikuar në qender) dhe pesha e tokës që mbështetet në themelet anësore të mbajtura gjeneron momente stabilizuese. Në vend të kësaj, në lidhje me komponentin vertikal të shtytjes, ai do të jetë stabilizues nëse këndi i fërkimit δ tokë-mur është pozitiv dhe përmbysset nëse δ është negativ. δ është pozitiv kur është shtrati i cili rrëshqet në krahasim me murin, negativ kur është muri i cili ka tendencë të rrëshqasë në krahasim me shtratin. Nëse spiranca janë të pranishme ato kontribuojnë në momentin stabilizues. Ky verifikim ka rëndësi vetëm për themelet e cekëta dhe jo për themelet mbi pilota.

7.3. Kontrolli ne rreshqitje

Për verifikimin rrëshqitës të murit përgjatë nivelit të themelit, duhet të rezultojë se shuma e të gjitha forcave paralele në nivelin e themelit, të cilat tentojnë të bëjnë murin të rrëshqasë, duhet të jetë më e vogël se të gjitha forcat, paralele me sipërfaqen e rrëshqitjes, të cilat janë kundër rrëshqitjes sipas një koeficienti të caktuar sigurie. Verifikimi i rrëshqitjes plotësohet nëse lidhja midis forcave rezultante të rrëshqitjes F_r dhe rezultantesës F_s të forcave që tentojnë të bëjnë murin të rrëshqasë, rezulton më i madh se koeficienti i sigurisë η_s .

Duke përdorur Eurokodet $\eta_s \geq 1.0$ mund të vendoset:

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Forcat e përfshira në F janë: komponenti i shtytjes paralel me sipërfaqen e themelit dhe komponenti i forcës inerciale paralel me sipërfaqen e themelit.

Forca rezistente jepet nga rezistenca e fërkimit dhe nga rezistenca e ngjitjes përgjatë bazës së themelit. Duke pasur parasysh N komponentin normal në sipërfaqen e themelit të ngarkesës totale që mbështetet mbi themelet dhe që tregon këndin e fërkimit tokë-themele me δ_f , me ngjitjen c_a tokë-themele dhe me B_r gjerësinë reaktive të themelit, forca rezistente mund të shprehet si:

$$F_r = N \tan \delta_f + c_a B_r$$

Në rastin me dhemb, llogaritet rezistenca pasive e cila zhvillohet përgjatë pykës që kalon nga kulmi i poshtëm i thembra, me pjerrësi ρ (me referencë në horizontale). Kjo pykë identifikohet me një procedurë përsëritëse. Në varësi të themelit dhe gjeometrisë së thembra, parametrave gjeoteknikë të tokës dhe ngarkesës totale që vepron në themel, kjo pykë mund të ketë formë trekëndore ose trapezoidale. Nëse N është ngarkesa normale që vepron në nivelin e themelit, Q ngarkesa që vepron në pykën pasive, S_p rezistenca pasive, L_c gjerësia e pykës dhe që tregon me δ_f këndin e fërkimit tokë-themele, me c_a ngjitjen tokë-themele dhe me gjerësinë efektive (reaktive) të themelit B_r , forca e rezistencës mund të shprehet me:

$$F_r = (N - Q) \tan \delta_f + S_p + c_a L_r$$

ku $L_r = B_r - L_c$

Rregulloret italiane lejojnë të merret parasysh pjesërisht, në forcat reaguese, një pjesë e shtytjes pasive për shkak të dheut në anën e poshtme. Në këtë rast specifik koeficienti i sigurisë duhet të jetë më i madh. Shtytja pasive mund të merret parasysh në verifikimin rrëshqitës me një përqindje maksimale prej 50 përqind.

Për këndin e fërkimit të tokës-themele, δ_f , autorë të ndryshëm sugjerojnë të supozojmë δ_f të barabartë me këndin e fërkimit të tokës.

7.4. Kontrolli ne aftesi mbajtese te themelit

Lidhja ndërmjet rezistencës mbajtëse në themel dhe komponentit normal të rezultantes së ngarkesave të transmetuara nga muri në tokën e themelit, duhet të jetë më i madh se η_q . Kjo do të thotë, duke pasur parasysh Q_u , ngarkesa kufi dhe R rezultati vertikal i ngarkesave të themelit duhet të jetë:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Mund të përdoret përdorimi i Eurokodeve $\eta_q \geq 1.0$

Metoda Meyerhof është miratuar për llogaritjen e rezistencës mbajtëse.

Shprehja e rezistencës mbajtëse sigurohet nga relacioni:

$$Q_u = c N_c d_{c_i} + q N_q d_{q_i} + 0.5 \gamma B N_\gamma d_{\gamma_i}$$

Në këtë shprehje:

- c themeli kohezioni i tokës;
- ϕ këndi i fërkimit të tokës së themelit;
- γ pesha e vëllimit të tokës së themelit;
- B gjerësia e themelit;
- D thellësia e themelit;
- q presioni gjeostatik në nivel themeli.

Faktorët e ndryshëm që shfaqen në formulë jepen nga:

$$A = e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_q = A \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4\phi)$$

K_p tregon koeficientin e shtytjes pasive të shprehur nga:

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

Faktorët d dhe i që shfaqen në formulë janë, përkatësisht, faktorët e thellësisë dhe faktorët e pjerrësisë së ngarkesës të shprehur me relacionet e mëposhtme:

Faktorët e thellësisë

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

Faktorët e pjerrësisë

Me θ tregoni këndin të cilin rezultanta e ngarkesave formon me vertikalen (e shprehur në gradë) dhe me ϕ këndin e fërkimit në nivelin e themelit kemi:

$$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ/90)^\phi$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2 \quad \text{for } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{for } \phi = 0$$

7.5. Verifikimi i stabilitetit të përgjithshëm

Verifikimi i stabilitetit të përgjithshëm duhet të sigurojë një koeficient sigurie jo më pak se η_g

Duke përdorur Eurokodet $\eta_g \geq 1.0$ mund të vendoset.

Përdoret një teknikë që e ndan sipërfaqen e rrëshqitjes që do të analizohet në shirita. Sipërfaqja e zvarritjes supozohet të jetë rrethore dhe e përcaktuar në mënyrë të tillë që të mos ketë kryqëzim

me profilin e murit ose shtyllat e themelit. Koeficienti minimal i sigurisë përcaktohet në një rrjet qendrash me dimensione 10x10 të vendosura në afërsi me majën e murit. Numri i shiritave është i barabartë me 50.

Koeficienti i sigurisë i dhënë nga Bishop shprehet sipas formulës së mëposhtme:

$$\eta = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

ku m shprehet me:

Në këtë shprehje n është numri i konsideruar i shiritave, bi dhe α_i janë gjerësia dhe pjerrësia e bazës së shiritit të i krahasuar me atë horizontale, W_i është pesha e shiritit të ith, c_i dhe ϕ_i janë vetitë e tokës (kohezioni dhe këndi i fërkimit) përgjatë bazës së shiritit, dhe u_i është presioni neutral përgjatë bazës së shiritit.

Shprehja e koeficientit të sigurisë së metodës Bishop përmban termin m (funksion i η). Prandaj mund të zgjidhet me përafrime të njëpasnjëshme, duke supozuar një vlerë fillestare për η në shprehjen e m dhe duke u përsëritur derisa vlera e llogaritur të përputhet me vlerën e supozuar.

8. KOMBINIMI I NGARKESAVE

Kombinimet e ngarkesave të konsideruara për qëllimin e kontrolleve strukturore përcaktohen në mënyrë që të garantojnë sigurinë strukturore në përputhje me kërkesat në 6.4.3.2 të EN 1990, Seksioni 6. Gjendjet kufitare përfundimtare të strukturave nëntokësore kanë të bëjnë me zhvillimin e mekanizmave të prishjes, të përcaktuara nga mobilizimi i rezistencës së tokës dhe kur arrihet rezistenca e elementëve që përbëjnë strukturën.

Kontrollet e gjendjes së fundit kufitare duhet të kryhen duke iu referuar gjendjeve kufitare të mëposhtme:

- ULS gjeoteknike (GEO)
 - ose ngarkesa kufitare e kolapsit e vendosur për mardhënien themel-dhe;
- ULS strukturale (STR)
 - ose arritja e rezistencës së elementëve strukturorë.

Kontrollet mund të kryhen bazuar në Përqasjen e projektimit 1 (Design Assumption 1), nga EN 1990, duke aplikuar në llogaritje të veçanta vlerat e projektimit nga Tabela A2.4(C) dhe Tabela A2.4(B) në aneksin A, për parametrat gjeoteknike si dhe veprimet mbi/nga struktura dhe kombinimet e dhëna në EN 1997: Pjesa 1, paragrafi 2.4.7.3.4.2;

Kombinimi 1 → $(A1 + M1 + R1) \rightarrow$ STR projektimi i elementeve strukturorë

Kombinimi 2 → $(A2 + M2 + R2) \rightarrow$ GEO rezistenca e tokës (aftësia mbajtëse)

Për gjendjen e fundit kufitare janë përcaktuar kombinimet e mëposhtme:

STR) $\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum \gamma_{i \psi 0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_{k'})$

GEO) $\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum \gamma_{i \psi 0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{shtytje } \Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_{k'} / \gamma_{\Phi}))$

Për gjendjen e fundit kufitare sizmike janë përcaktuar kombinimet e mëposhtme:

STR) $\Rightarrow E + G1 + G2 + \sum \gamma_{i \psi 2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_{k'})$

GEO) $\Rightarrow E + G1 + G2 + \sum \gamma_{i \psi 2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{presioni i tokës. } \Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_{k'} / \gamma_{\Phi}))$

Efektet e veprimit sizmik do të vlerësohen duke marrë parasysh masat që lidhen me ngarkesat e mëposhtme të gravitetit:

$G1 + G2 + \sum \gamma_{i \psi 2i} \cdot Q_{ki}$

Faktorët e pjesëmarrjes - kombinime statike

Faktorët e pjesshëm të veprimeve dhe efektet e tyre:

Ngarkesat	Efekti		A1	A2	EQU	HYD
I perhershëm	i favorshëm	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	0.90
I perhershëm	i pafavorshëm	γ_{Gunfav}	1.30	1.00	1.30	1.10
E ndryshueshme	i favorshëm	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
E ndryshueshme	i pafavorshëm	γ_{Qsfav}	1.50	1.30	1.50	1.50

Faktori i pjesshëm për parametrat gjeoteknikë:

<i>Parametrat</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
Tangenta e këndit të fërkimit	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Kohezioni efektiv	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Rezistena pa drenim	γ_{cu}	1.00	1.40	1.40	1.00
Rezistenca kompresive njëaksiale	γ_{qu}	1.00	1.60	1.60	1.00
Pesha e vëllimore	γ_{γ}	1.00	1.00	1.00	1.00

Faktorët e pjesëmarrjes - kombinime sizmike

Faktori i pjesshëm i veprimeve dhe për efektet e tyre:

<i>Ngarkesat</i>	<i>Efekti</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
I perhershëm	I favorshëm	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	0.90
I perhershëm	I pafavorshëm	γ_{Gunfav}	1.00	1.00	1.00	1.10
E ndryshueshme	I favorshëm	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
E ndryshueshme	i pafavorshëm	γ_{Qunfav}	1.00	1.00	1.00	1.50

Faktorët e pjesshëm për parametrat gjeoteknikë:

<i>Parametrat</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
Tangent of the friction angle	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.00	1.00	1.00
Rezistena pa drenim	$\gamma_{c'}$	1.00	1.00	1.00	1.00
Rezistena pa drenim	γ_{cu}	1.00	1.00	1.00	1.00
Rezistenca kompresive njëaksiale	γ_{qu}	1.00	1.00	1.00	1.00
Pesha e vëllimore	γ_{γ}	1.00	1.00	1.00	1.00

Themelet

Faktorët e pjesshëm γ_R përdoren në verifikimet e gjendjes kufitare të tipit STR dhe GEO

Verifikimi

Faktoret parcial

	<i>R1</i>	<i>R2</i>	<i>R3</i>
Rezistenca në shtypje	1.00	1.00	1.40
Rezistenca në reshqitje	1.00	1.00	1.10
Rezistenca e tokës në anën e poshtme	1.00	1.00	1.40
Stabiliteti i përgjithshëm		1.10	

9. KONTROLLI I MUREVE ME TOKE TE ARMUAR

9.1. Muri me gabione dhe gjeogride me lartësi 28m

Me poshte po paraqesim llogaritjet e murit me gabione dhe me gjeogride me te larte ne kete segment me lartësi 28m.

a) Kombinimi statik:

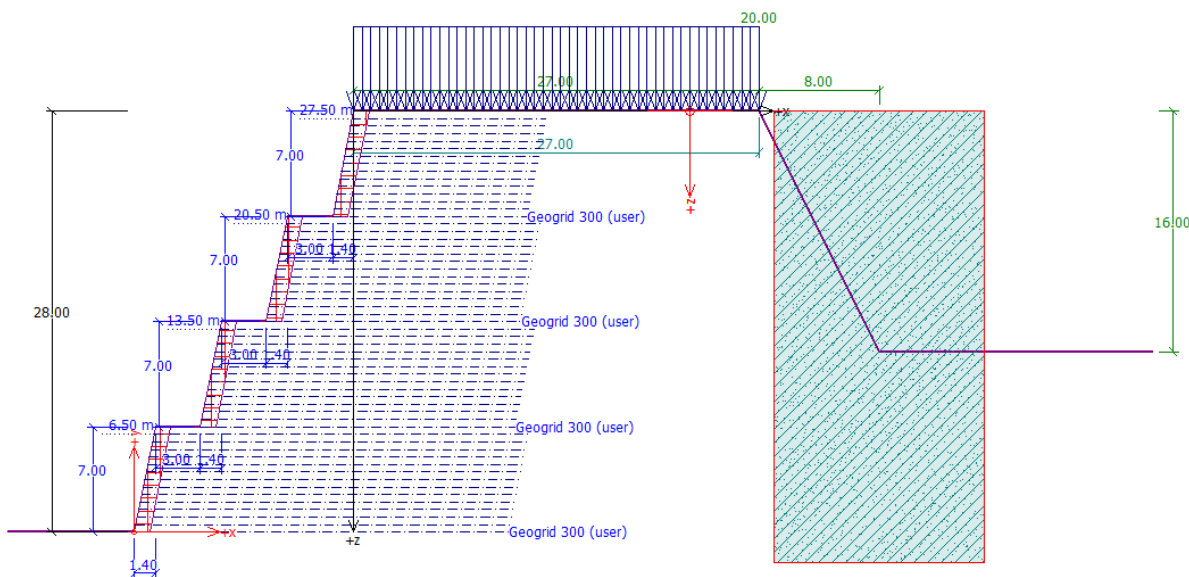


Figura 5 – Prerja terthore murit me gabione dhe gjeogride

Forces acting on construction - combination 1

Name	F _{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F _{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. overturn.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Gravity force	0.00	-12.22	10808.46	16.33	1.000	1.000	1.350
Active pressure	1358.73	-10.07	758.96	26.40	1.350	1.350	1.350
trafik	89.67	-17.38	55.58	26.89	1.350	1.350	1.000
trafik	0.00	-28.00	258.00	21.05	1.000	1.000	1.350

Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment $M_{res} = 211000.26$ kNm/m

Overturning moment $M_{ovr} = 20566.84$ kNm/m

Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip

Resisting horizontal force $H_{res} = 8518.79$ kN/m

Active horizontal force $H_{act} = 1955.35$ kN/m

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Maximum stress in footing bottom : 640.80 kPa

Forces acting on construction - combination 2

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. overtur.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Gravity force	0.00	-12.22	10808.46	16.33	1.000	1.000	1.000
Active pressure	1801.61	-10.04	778.50	26.41	1.000	1.000	1.000
trafik	120.11	-17.38	58.70	26.89	1.000	1.000	1.000
trafik	0.00	-28.00	258.00	21.05	1.000	1.000	1.000

Verification of complete wall
Check for overturning stability

Resisting moment $M_{res} = 204072.50$ kNm/m

Overturning moment $M_{ovr} = 20169.21$ kNm/m

Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip

Resisting horizontal force $H_{res} = 6668.03$ kN/m

Active horizontal force $H_{act} = 1921.72$ kN/m

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Maximum stress in footing bottom : 476.15 kPa

Design load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	-53882.31	16019.89	1923.96	0.000	640.80
2	-38357.35	12166.09	1955.35	0.000	486.64
3	-35107.51	11903.66	1921.72	0.000	476.15
4	-35107.51	11903.66	1921.72	0.000	476.15

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	-39716.28	11881.00	1448.41

Verification of foundation soil
Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force $e = 0.000$

Maximum allowable eccentricity $e_{allw} = 0.333$

Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY

Verification of bearing capacity

Max. stress at footing bottom $\sigma = 640.80$ kPa

Bearing capacity of foundation soil $R_d = 650.00$ kPa

Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY

Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY

Calculated forces and strength of geo-reinforcements

No.	Name	F_x [kN/m]	Depth z[m]	R_t [kN/m]	Utilization [%]	T_p [kN/m]	Utilization [%]
1	user-defined	-21.73	28.00	100.00	21.73	13721.21	0.16
2	user-defined	-41.67	27.50	100.00	41.67	13283.55	0.31
3	user-defined	-41.39	27.00	100.00	41.39	12843.15	0.32
4	user-defined	-40.68	26.50	100.00	40.68	12410.10	0.33
5	user-defined	-39.97	26.00	100.00	39.97	11984.43	0.33
6	user-defined	-39.26	25.50	100.00	39.26	11566.12	0.34
7	user-defined	-38.55	25.00	100.00	38.55	11155.18	0.35
8	user-defined	-37.84	24.50	100.00	37.84	10751.60	0.35
9	user-defined	-37.13	24.00	100.00	37.13	10355.39	0.36
10	user-defined	-36.42	23.50	100.00	36.42	9966.55	0.37
11	user-defined	-35.71	23.00	100.00	35.71	9585.08	0.37
12	user-defined	-35.00	22.50	100.00	35.00	9210.97	0.38
13	user-defined	-34.29	22.00	100.00	34.29	8844.23	0.39
14	user-defined	-33.58	21.50	100.00	33.58	8484.85	0.40
15	user-defined	-32.87	21.00	100.00	32.87	7720.93	0.43
16	user-defined	-32.16	20.50	100.00	32.16	7386.09	0.44
17	user-defined	-31.45	20.00	100.00	31.45	7058.62	0.45
18	user-defined	-30.74	19.50	100.00	30.74	6738.52	0.46
19	user-defined	-30.03	19.00	100.00	30.03	6425.78	0.47
20	user-defined	-29.32	18.50	100.00	29.32	6120.41	0.48
21	user-defined	-28.61	18.00	100.00	28.61	5822.41	0.49
22	user-defined	-27.90	17.50	100.00	27.90	5531.77	0.50
23	user-defined	-27.19	17.00	100.00	27.19	5248.50	0.52
24	user-defined	-26.48	16.50	100.00	26.48	4972.60	0.53
25	user-defined	-25.77	16.00	100.00	25.77	4704.06	0.55
26	user-defined	-25.06	15.50	100.00	25.06	4442.89	0.56
27	user-defined	-24.35	15.00	100.00	24.35	4189.09	0.58
28	user-defined	-23.64	14.50	100.00	23.64	3942.65	0.60
29	user-defined	-22.93	14.00	100.00	22.93	3428.91	0.67
30	user-defined	-22.22	13.50	100.00	22.22	3207.01	0.69
31	user-defined	-21.51	13.00	100.00	21.51	2992.47	0.72
32	user-defined	-20.80	12.50	100.00	20.80	2785.31	0.75
33	user-defined	-20.09	12.00	100.00	20.09	2585.51	0.78
34	user-defined	-19.38	11.50	100.00	19.38	2393.08	0.81
35	user-defined	-18.67	11.00	100.00	18.67	2208.01	0.85
36	user-defined	-17.96	10.50	100.00	17.96	2030.31	0.88
37	user-defined	-17.25	10.00	100.00	17.25	1859.98	0.93
38	user-defined	-16.54	9.50	100.00	16.54	1697.02	0.97
39	user-defined	-15.83	9.00	100.00	15.83	1541.42	1.03
40	user-defined	-15.12	8.50	100.00	15.12	1393.19	1.09
41	user-defined	-14.41	8.00	100.00	14.41	1252.32	1.15
42	user-defined	-13.70	7.50	100.00	13.70	1118.83	1.22
43	user-defined	-12.99	7.00	100.00	12.99	855.26	1.52
44	user-defined	-12.28	6.50	100.00	12.28	746.30	1.65
45	user-defined	-11.57	6.00	100.00	11.57	644.70	1.79
46	user-defined	-10.86	5.50	100.00	10.86	550.48	1.97
47	user-defined	-10.15	5.00	100.00	10.15	463.62	2.19
48	user-defined	-9.44	4.50	100.00	9.44	384.12	2.46
49	user-defined	-8.73	4.00	100.00	8.73	312.00	2.80
50	user-defined	-8.02	3.50	100.00	8.02	247.24	3.24
51	user-defined	-7.31	3.00	100.00	7.31	189.84	3.85
52	user-defined	-6.60	2.50	100.00	6.60	139.82	4.72
53	user-defined	-5.89	2.00	100.00	5.89	97.16	6.06
54	user-defined	-5.18	1.50	100.00	5.18	61.87	8.37
55	user-defined	-4.47	1.00	100.00	4.47	33.94	13.16
56	user-defined	-5.27	0.50	100.00	5.27	13.38	39.38

Check for tensile strength (georeinforcement No.2)

Tensile strength $R_t = 100.00$ kN/m
 Geo-reinforcement force $F_x = 41.67$ kN/m

Geo-reinforcement for tensile strength is SATISFACTORY

Check for pull out resistance (georeinforcement No.56)

Pull out resistance $T_p = 13.38$ kN/m
 Geo-reinforcement force $F_x = 5.27$ kN/m

Geo-reinforcement for pull out resistance is SATISFACTORY

Overall verification - geo-reinforcement is SATISFACTORY

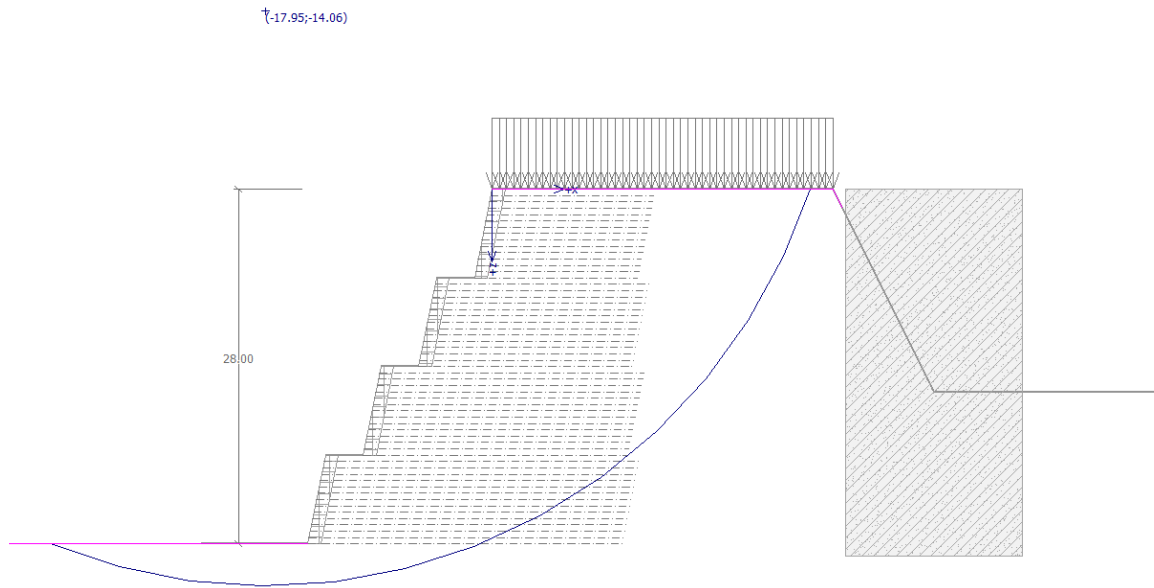


Figura 6 – Stabiliteti i skarpates

Slip surface parameters

(slip surface after optimization)

Center S = (-17.95; -14.06) m

Radius r = 45.37 m

Angle $\alpha_1 = -22.02^\circ$

$\alpha_2 = 71.95^\circ$

Slope stability check (Bishop)

Utilization = 73.12 %

Slope stability is SATISFACTORY

a) Kombinimi sizmik:

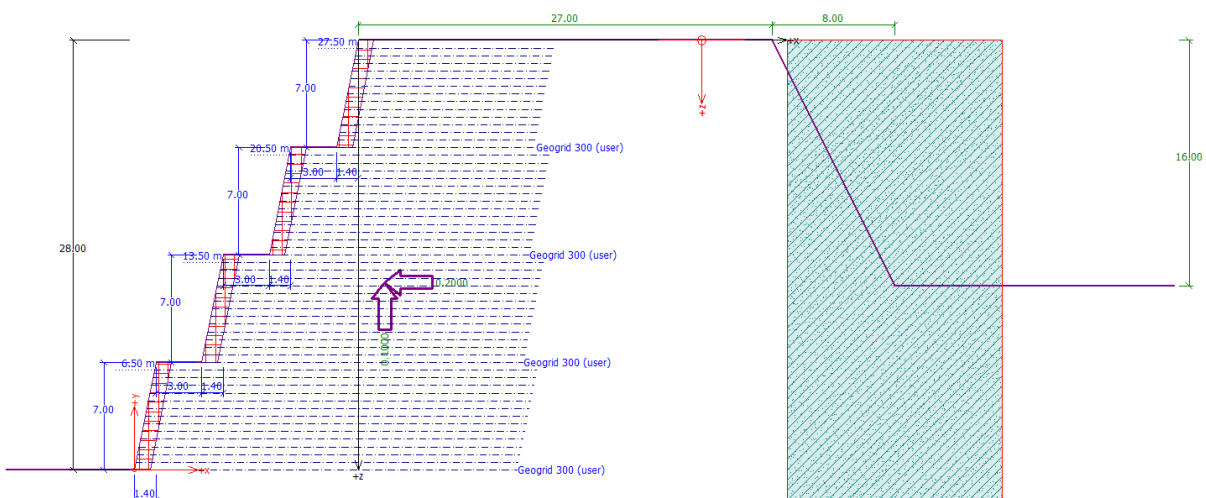


Figura 7 – Prerja terthore murit me gabione dhe gjeogride

Forces acting on construction - combination 1

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. overtur.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Gravity force	0.00	-12.22	10808.46	16.33	1.000	1.000	1.000
Earthquake - soil wedge	2161.69	-12.22	-1080.85	16.33	1.000	1.000	1.000
Active pressure	1358.73	-10.07	758.96	26.40	1.000	1.000	1.000
Earthq. - act.pressure	1467.50	-19.61	899.42	27.03	1.000	1.000	1.000

Verification of complete wall
Check for overturning stability

Resisting moment $M_{res} = 203195.05$ kNm/m

Overturning moment $M_{ovr} = 68874.88$ kNm/m

Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip

Resisting horizontal force $H_{res} = 7972.55$ kN/m

Active horizontal force $H_{act} = 4987.92$ kN/m

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Maximum stress in footing bottom : 482.58 kPa

Forces acting on construction - combination 2

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. overtur.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Gravity force	0.00	-12.22	10808.46	16.33	1.000	1.000	1.000
Earthquake - soil wedge	2161.69	-12.22	-1080.85	16.33	1.000	1.000	1.000
Active pressure	1801.61	-10.04	778.50	26.41	1.000	1.000	1.000
Earthq. - act.pressure	1683.32	-19.60	811.72	27.03	1.000	1.000	1.000

Verification of complete wall
Check for overturning stability

Resisting moment $M_{res} = 201351.18$ kNm/m

Overturning moment $M_{ovr} = 77492.43$ kNm/m

Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip

Resisting horizontal force $H_{res} = 6339.87$ kN/m

Active horizontal force $H_{act} = 5646.62$ kN/m

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Maximum stress in footing bottom : 517.09 kPa

Design load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	17614.22	11317.84	5646.62	0.062	517.09
2	8004.65	11385.99	4987.92	0.028	482.58
3	8004.65	11385.99	4987.92	0.028	482.58

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	8004.65	11385.99	4987.92

Verification of foundation soil
Eccentricity verification

 Max. eccentricity of normal force $e = 0.062$

 Maximum allowable eccentricity $e_{allw} = 0.333$

Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY

Verification of bearing capacity

 Max. stress at footing bottom $\sigma = 517.09$ kPa

 Bearing capacity of foundation soil $R_d = 600.00$ kPa

Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY

Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY

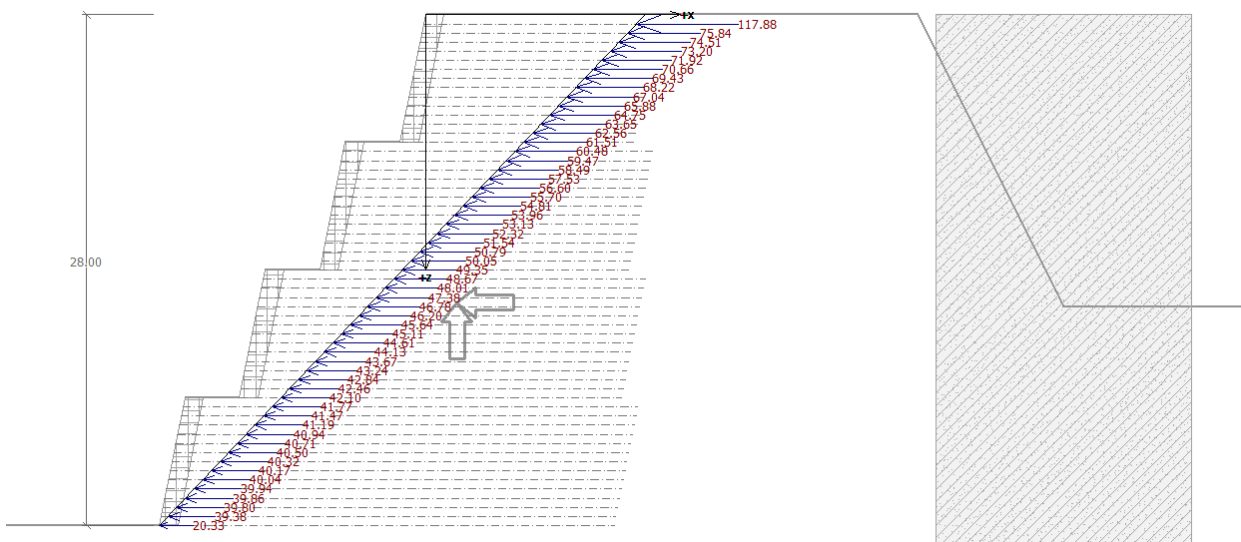


Figura 8 – Forcat tërheqëse neper gjeogride

Calculated forces and strength of geo-reinforcements

No.	Name	F_x [kN/m]	Depth z [m]	R_t [kN/m]	Utilization [%]	T_p [kN/m]	Utilization [%]
1	user-defined	-20.33	28.00	100.00	20.33	13721.21	0.15
2	user-defined	-39.38	27.50	100.00	39.38	13283.55	0.30
3	user-defined	-39.80	27.00	100.00	39.80	12843.15	0.31
4	user-defined	-39.86	26.50	100.00	39.86	12410.10	0.32
5	user-defined	-39.94	26.00	100.00	39.94	11984.43	0.33
6	user-defined	-40.04	25.50	100.00	40.04	11566.12	0.35
7	user-defined	-40.17	25.00	100.00	40.17	11155.18	0.36
8	user-defined	-40.32	24.50	100.00	40.32	10751.60	0.38
9	user-defined	-40.50	24.00	100.00	40.50	10355.39	0.39
10	user-defined	-40.71	23.50	100.00	40.71	9966.55	0.41
11	user-defined	-40.94	23.00	100.00	40.94	9585.08	0.43
12	user-defined	-41.19	22.50	100.00	41.19	9210.97	0.45
13	user-defined	-41.47	22.00	100.00	41.47	8844.23	0.47
14	user-defined	-41.77	21.50	100.00	41.77	8484.85	0.49
15	user-defined	-42.10	21.00	100.00	42.10	7720.93	0.55
16	user-defined	-42.46	20.50	100.00	42.46	7386.09	0.57
17	user-defined	-42.84	20.00	100.00	42.84	7058.62	0.61
18	user-defined	-43.24	19.50	100.00	43.24	6738.52	0.64
19	user-defined	-43.67	19.00	100.00	43.67	6425.78	0.68
20	user-defined	-44.13	18.50	100.00	44.13	6120.41	0.72
21	user-defined	-44.61	18.00	100.00	44.61	5822.41	0.77
22	user-defined	-45.11	17.50	100.00	45.11	5531.77	0.82
23	user-defined	-45.64	17.00	100.00	45.64	5248.50	0.87
24	user-defined	-46.20	16.50	100.00	46.20	4972.60	0.93
25	user-defined	-46.78	16.00	100.00	46.78	4704.06	0.99
26	user-defined	-47.38	15.50	100.00	47.38	4442.89	1.07
27	user-defined	-48.01	15.00	100.00	48.01	4189.09	1.15
28	user-defined	-48.67	14.50	100.00	48.67	3942.65	1.23
29	user-defined	-49.35	14.00	100.00	49.35	3428.91	1.44
30	user-defined	-50.05	13.50	100.00	50.05	3207.01	1.56
31	user-defined	-50.79	13.00	100.00	50.79	2992.47	1.70
32	user-defined	-51.54	12.50	100.00	51.54	2785.31	1.85
33	user-defined	-52.32	12.00	100.00	52.32	2585.51	2.02
34	user-defined	-53.13	11.50	100.00	53.13	2393.08	2.22
35	user-defined	-53.96	11.00	100.00	53.96	2208.01	2.44
36	user-defined	-54.81	10.50	100.00	54.81	2030.31	2.70
37	user-defined	-55.70	10.00	100.00	55.70	1859.98	2.99
38	user-defined	-56.60	9.50	100.00	56.60	1697.02	3.34
39	user-defined	-57.53	9.00	100.00	57.53	1541.42	3.73
40	user-defined	-58.49	8.50	100.00	58.49	1393.19	4.20
41	user-defined	-59.47	8.00	100.00	59.47	1252.32	4.75
42	user-defined	-60.48	7.50	100.00	60.48	1118.83	5.41
43	user-defined	-61.51	7.00	100.00	61.51	855.26	7.19
44	user-defined	-62.56	6.50	100.00	62.56	746.30	8.38
45	user-defined	-63.65	6.00	100.00	63.65	644.70	9.87
46	user-defined	-64.75	5.50	100.00	64.75	550.48	11.76
47	user-defined	-65.88	5.00	100.00	65.88	463.62	14.21
48	user-defined	-67.04	4.50	100.00	67.04	384.12	17.45
49	user-defined	-68.22	4.00	100.00	68.22	312.00	21.87
50	user-defined	-69.43	3.50	100.00	69.43	247.24	28.08
51	user-defined	-70.66	3.00	100.00	70.66	189.84	37.22
52	user-defined	-71.92	2.50	100.00	71.92	139.82	51.44
53	user-defined	-73.20	2.00	100.00	73.20	97.16	75.34
54	user-defined	-74.51	1.50	100.00	74.51	61.87	120.43
55	user-defined	-75.84	1.00	100.00	75.84	33.94	223.45
56	user-defined	-117.88	0.50	100.00	117.88	13.38	880.98

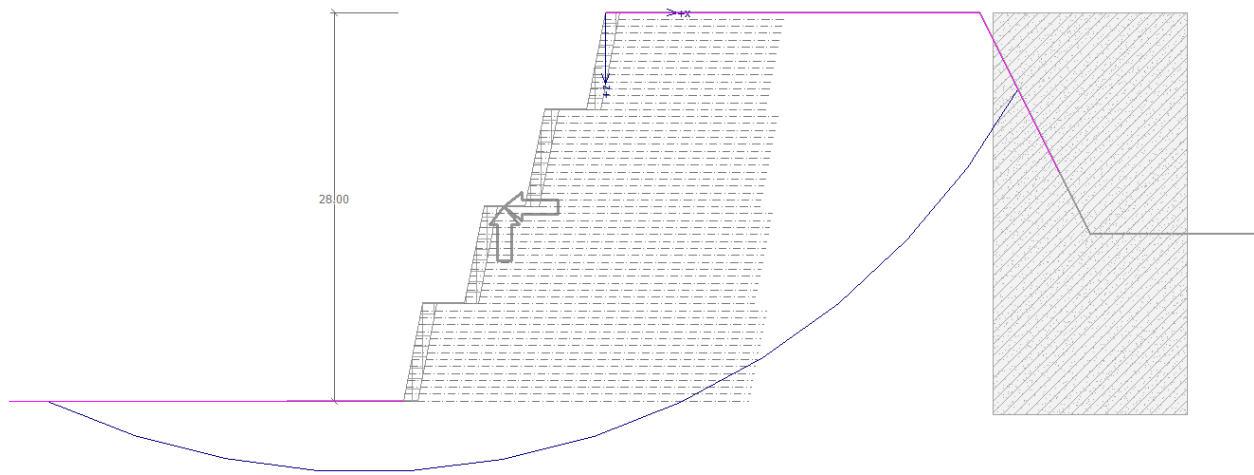


Figura 9 – Stabiliteti i skarpates

Slip surface parameters

(slip surface after optimization)

Center S = (-17.36; -20.98) m

Radius r = 54.09 m

Angle α_1 = -25.11 °

α_2 = 60.63 °

Slope stability check (Bishop)

Utilization = 98.97 %

Slope stability is SATISFACTORY

Llogaritjet e tipeve të tjera të mureve kanë një procedure të ngjashme me këtë të treguar në këtë raport dhe janë shfaqur në filelet përkatëse bashkëlidhur këtij raporti.

10. Llogaritja e tombinove

10.1. Llogaritja tombinos 4m x 4m

Ne kete segment te projektit jane llogaritur tombino te ndryshme me dimensione 2.5m x 2.5m, 3m x 3m, 3.5m x 3.5m dhe 4m x 4m. Me poshte po paraqesim llogaritjen e tombinos me dimensione me te medha 4m x 4m.

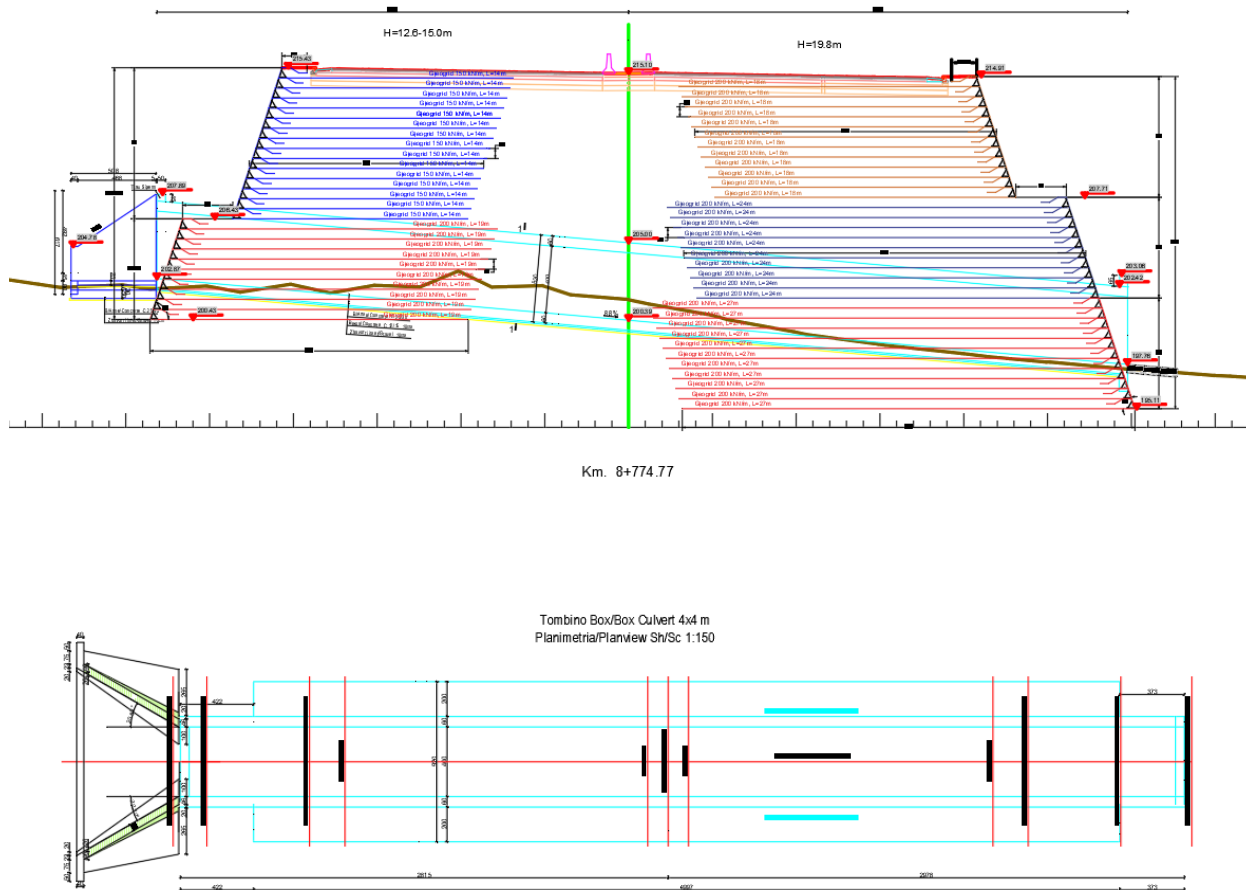


Figura 10 – Prerja gjatesore dhe plani i tombinos

PRERJA/SECTION 1-1
Sh/Sc 1:100

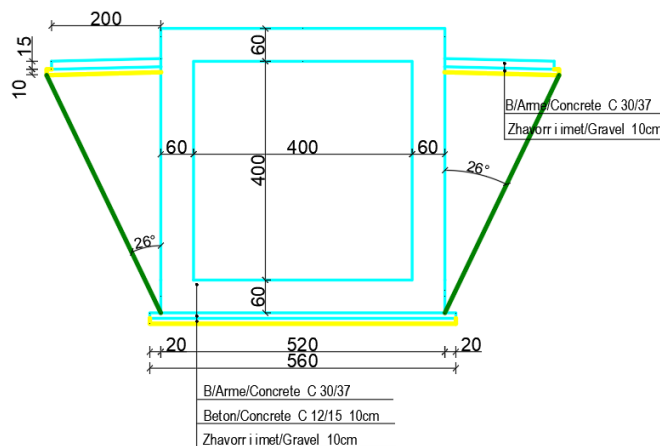


Figura 11 – Prerja terthore e tombinos

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974.
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.
Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 9 Gennaio 1996
Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018)

Calcolo del carico sulla calotta

Pressione Geostatica

In questo caso la pressione in calotta viene calcolata come prodotto tra il peso di volume del terreno per l'altezza del ricoprimento (Spessore dello strato di terreno superiore). Quindi la pressione in calotta è fornita dalla seguente relazione:

$$P_v = \gamma H$$

Se sul profilo del piano campagna sono presenti dei sovraccarichi, concentrati e/o distribuiti, la diffusione di questi nel terreno avviene secondo un angolo, rispetto alla verticale, pari a 35.00°.

Spinta sui piedritti

Spinta attiva - Metodo di Coulomb

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare Coulomb ammette, al contrario della teoria di Rankine, l'esistenza di attrito fra il terreno e la parete, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale alla parete stesso di un angolo di attrito terra-parete.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ , su una parete di altezza H , risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione (per terreno incoerente)

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \frac{\sqrt{[\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)]}}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)]}} \right]^2}$$

dove ϕ è l'angolo d'attrito del terreno, α rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ($\alpha = 90^\circ$ per parete verticale), δ è l'angolo d'attrito terreno-parete, β è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete δ rispetto alla normale alla parete.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ($1/3 H$ rispetto alla base della parete). L'espressione di K_a perde di significato per $\beta > \phi$. Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di natural declivio del terreno stesso.

Nel caso di terreno dotato di attrito e coesione c l'espressione della pressione del terreno ad una generica profondità z vale

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2 c \sqrt{K_a}$$

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

Spinta a Riposo

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.
 Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

dove ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfianco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità z e la spinta totale sulla parete di altezza H valgono

$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + p_v K_0 H$$

dove p_v è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

Spinta in presenza di sisma - Metodo di Mononobe-Okabe

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).
 La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .
 Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cos \theta}$$

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base pari a 1/2 dell'altezza della parete.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali che si destano per effetto del sisma. Tale forza viene valutata come

$$F_i = CW$$

dove W è il peso della parete e dei relativi sovraccarichi permanenti e va applicata nel baricentro dei pesi.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_{c,c} + q N_q d_{q,q} + 0.5 \gamma B N_\gamma d_{\gamma,\gamma}$$

In questa espressione

c coesione del terreno in fondazione;

ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;
 γ peso di volume del terreno in fondazione;
 B larghezza della fondazione;
 D profondità del piano di posa;
 q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \operatorname{tg} \phi}$$

$$N_q = A \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg} (1.4\phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

I fattori d e i che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ/90)^\circ$$

$$i_\gamma = (1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ})^\circ \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

Strategia di soluzione

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.

La struttura scatolare viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di rinfilanco e di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento, $\mathbf{K}_e$, si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura $\mathbf{K}$. Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali $\mathbf{p}$.

Indicando con $\mathbf{u}$ il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{p}$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti $\mathbf{u}$

$$\mathbf{u} = \mathbf{K}^{-1} \mathbf{p}$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sullo scatolare. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.

Geometria scatolare

Descrizione:	Scatolare semplice	
Altezza esterna	5.20	[m]
Larghezza esterna	5.20	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.00	[m]
Spessore piedritto sinistro	0.60	[m]
Spessore piedritto destro	0.60	[m]
Spessore fondazione	0.60	[m]
Spessore traverso	0.60	[m]

Caratteristiche strati terreno

Strato di ricoprimento

Descrizione	Terreno di ricoprimento	
Spessore dello strato	13.00	[m]
Peso di volume	20.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	21.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	35.00	[°]
Coesione	0	[kPa]

Strato di rinfiando

Descrizione	Terreno di rinfiando	
Peso di volume	20.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	21.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	35.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	22.00	[°]
Coesione	0	[kPa]
Costante di Winkler	0	[kPa/cm]

Strato di base

Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	20.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	21.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	35.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	20.00	[°]
Coesione	0	[kPa]
Costante di Winkler	1000	[kPa/cm]
Tensione limite	300	[kPa]

Caratteristiche materiali utilizzati

Materiale calcestruzzo

R _{ck} calcestruzzo	35000	[kPa]
Peso specifico calcestruzzo	24.5170	[kN/mc]
Modulo elastico E	32105823	[kPa]
Tensione di snervamento acciaio	490340	[kPa]
Coeff. omogeneizzazione cls tesoro/compresso (n')	0.50	
Coeff. omogeneizzazione acciaio/cls (n)	15.00	
Coefficiente dilatazione termica	0.0000120	

Condizioni di carico

Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura
 Carichi verticali positivi se diretti verso il basso
 Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra
 Coppie concentrate positive se antiorarie
 Ascisse X (esprese in m) positive verso destra
 Ordinate Y (esprese in m) positive verso l'alto
 Carichi concentrati espressi in kN
 Coppie concentrate espressi in kNm

Carichi distribuiti espressi in kN/m

Simbologia adottata e unità di misura

Forze concentrate

X	ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati
Y	ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati
F _y	componente Y del carico concentrato
F _x	componente X del carico concentrato
M	momento

Forze distribuite

X _i , X _f	ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali
Y _i , Y _f	ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali
V _{ni}	componente normale del carico distribuito nel punto iniziale
V _{nf}	componente normale del carico distribuito nel punto finale
V _{ti}	componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale
V _{tf}	componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale
D _e	variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi
D _i	variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n° 7 (Condizione 1)

Conc	Terreno	X= 2.45	F _y = 150.00		
Conc	Terreno	X= 3.95	F _y = 150.00		
Distr	Terreno	X _i = -4.90	X _f = 9.80	V _{ni} = 9.00	V _{nf} = 9.00

Impostazioni di progetto

Verifica materiali:

Stato Limite Ultimo

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo γ _c	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100.0 \cdot \rho_i \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) / (1.0 + \cot^2 \theta)$$

con:

d	altezza utile sezione [mm]
b _w	larghezza minima sezione [mm]
σ _{cp}	tensione media di compressione [N/mm ²]
ρ _i	rapporto geometrico di armatura
A _{sw}	area armatura trasversale [mm ²]
s	interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
α _c	coefficiente maggiorativo, funzione di f _{cd} e σ _{cp}

$$f_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Stato Limite di Esercizio

Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente poco aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare)

0.60 f_{ck}

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.)

0.45 f_{ck}

Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare)

$0.80 f_{yk}$

Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure $w_1=0.20$ $w_2=0.30$ $w_3=0.40$

Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2018 - Approccio 1

Copriferro sezioni 5.00 [cm]

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
ψ	Coefficiente di combinazione della condizione
C	Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Norme Tecniche 2018

Simbologia adottata

γ_{G1sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{G1fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{G2sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali
γ_{G2fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali
γ_Q	Coefficiente parziale sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.30	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0.80	0.80
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.35	1.15
Termici	Favorevole	γ_{cfav}	0.00	0.00
Termici	Sfavorevole	γ_{csfav}	1.20	1.20

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.00	1.00
Permanenti	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00	0.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00
Termici	Favorevole	γ_{cfav}	0.00	0.00
Termici	Sfavorevole	γ_{csfav}	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1.00	1.00

Combinazione n° 1 SLU (Caso A1-M1)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 SLU (Caso A2-M2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 SLU (Caso A1-M1)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Condizione 1	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 4 SLU (Caso A2-M2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.15	1.00	1.15

Combinazione n° 5 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 SLE (Quasi Permanente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 SLE (Frequente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 15 SLE (Rara)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Analisi della spinta e verifiche

Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso

X	ascisse (esprese in m) positive verso destra
Y	ordinate (esprese in m) positive verso l'alto
M	momento espresso in kNm
V	taglio espresso in kN
SN	sforzo normale espresso in kN
ux	spostamento direzione X espresso in cm
uy	spostamento direzione Y espresso in cm
σ_t	pressione sul terreno espressa in kPa

Tipo di analisi

Pressione in calotta

I carichi applicati sul terreno sono stati diffusi secondo **angolo di attrito**

Metodo di calcolo della portanza

Spinta sui piedritti

Pressione geostatica

Meyerhof

a Riposo [combinazione 1]
a Riposo [combinazione 2]
a Riposo [combinazione 3]
a Riposo [combinazione 4]
a Riposo [combinazione 5]
a Riposo [combinazione 6]
a Riposo [combinazione 7]
a Riposo [combinazione 8]
a Riposo [combinazione 9]
a Riposo [combinazione 10]
a Riposo [combinazione 11]
a Riposo [combinazione 12]
a Riposo [combinazione 13]
a Riposo [combinazione 14]
a Riposo [combinazione 15]

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo $a_g =$

Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)

Coefficiente di amplificazione topografica (S_t)

Coefficiente riduzione (β_m)

Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale

Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)

Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)

3.24 [m/s²]

1.08

1.00

1.00

0.50

$k_h = (a_g/g * \beta_m * S_t * S_s) = 35.64$

$k_v = 0.50 * k_h = 17.82$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo $a_g =$

Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)

Coefficiente di amplificazione topografica (S_t)

Coefficiente riduzione (β_m)

Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale

Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)

Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)

Forma diagramma incremento sismico

0.00 [m/s²]

1.20

1.00

1.00

0.50

$k_h = (a_g/g * \beta_m * S_t * S_s) = 0.00$

$k_v = 0.50 * k_h = 0.00$

Rettangolare

Spinta sismica

Mononobe-Okabe

Angolo diffusione sovraccarico

35.00 [°]

Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0.426	0.000
2	0.511	0.000
3	0.426	0.000
4	0.511	0.000
5	0.426	0.591
6	0.426	0.557
7	0.426	0.591
8	0.426	0.557

9	0.426	0.591
10	0.426	0.557
11	0.426	0.591
12	0.426	0.557
13	0.426	0.000
14	0.426	0.000
15	0.426	0.000

Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	50
Numero elementi traverso	26
Numero elementi piedritto sinistro	48
Numero elementi piedritto destro	48
Numero molle fondazione	51
Numero molle piedritto sinistro	49
Numero molle piedritto destro	49

Analisi della combinazione n° 1

Pressione in calotta(solo peso terreno) 338.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-24.00	28.90	338.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 144.1312 [kPa]	Pressione inf. 201.7836 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 144.1312 [kPa]	Pressione inf. 201.7836 [kPa]

Analisi della combinazione n° 2

Pressione in calotta(solo peso terreno) 260.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-24.00	28.90	260.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 132.9345 [kPa]	Pressione inf. 186.1082 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 132.9345 [kPa]	Pressione inf. 186.1082 [kPa]

Analisi della combinazione n° 3

Pressione in calotta(solo peso terreno) 338.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-24.00	-14.00	338.0000
-14.00	-6.65	343.4278
-6.65	-5.15	354.5509
-5.15	11.55	365.6740
11.55	13.05	354.5509
13.05	18.90	343.4278
18.90	28.90	338.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 155.9320 [kPa]	Pressione inf. 213.5845 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 155.9320 [kPa]	Pressione inf. 213.5845 [kPa]

Analisi della combinazione n° 4

Pressione in calotta(solo peso terreno) 260.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-24.00	-14.00	260.0000
-14.00	-6.65	264.6237
-6.65	-5.15	274.0989
-5.15	11.55	283.5741

11.55	13.05	274.0989
13.05	18.90	264.6237
18.90	28.90	260.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 144.9876 [kPa]	Pressione inf. 198.1614 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 144.9876 [kPa]	Pressione inf. 198.1614 [kPa]

Analisi della combinazione n° 5

Pressione in calotta(solo peso terreno)	260.0000 [kPa]
---	----------------

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-24.00	28.90	260.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 110.8701 [kPa]	Pressione inf. 155.2182 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 110.8701 [kPa]	Pressione inf. 155.2182 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 92.0089 [kPa]	Pressione inf. 92.0089 [kPa]
--------------------	------------------------------	------------------------------

Analisi della combinazione n° 6

Pressione in calotta(solo peso terreno)	260.0000 [kPa]
---	----------------

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-24.00	28.90	260.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 110.8701 [kPa]	Pressione inf. 155.2182 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 110.8701 [kPa]	Pressione inf. 155.2182 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 74.9603 [kPa]	Pressione inf. 74.9603 [kPa]
--------------------	------------------------------	------------------------------

Analisi della combinazione n° 7

Pressione in calotta(solo peso terreno)	260.0000 [kPa]
---	----------------

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-24.00	28.90	260.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 110.8701 [kPa]	Pressione inf. 155.2182 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 110.8701 [kPa]	Pressione inf. 155.2182 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 92.0089 [kPa]	Pressione inf. 92.0089 [kPa]
--------------------	------------------------------	------------------------------

Analisi della combinazione n° 8

Pressione in calotta(solo peso terreno)	260.0000 [kPa]
---	----------------

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-24.00	28.90	260.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 110.8701 [kPa]	Pressione inf. 155.2182 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 110.8701 [kPa]	Pressione inf. 155.2182 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 74.9603 [kPa]	Pressione inf. 74.9603 [kPa]
--------------------	------------------------------	------------------------------

Analisi della combinazione n° 9

Pressione in calotta(solo peso terreno)	260.0000 [kPa]
---	----------------

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-24.00	28.90	260.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 110.8701 [kPa]	Pressione inf. 155.2182 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 110.8701 [kPa]	Pressione inf. 155.2182 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 92.0089 [kPa]	Pressione inf. 92.0089 [kPa]
------------------	------------------------------	------------------------------

Analisi della combinazione n° 10

Pressione in calotta(solo peso terreno)	260.0000 [kPa]
---	----------------

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-24.00	28.90	260.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 110.8701 [kPa]	Pressione inf. 155.2182 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 110.8701 [kPa]	Pressione inf. 155.2182 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro Pressione sup. 74.9603 [kPa] Pressione inf. 74.9603 [kPa]

Analisi della combinazione n° 11

Pressione in calotta(solo peso terreno) 260.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-24.00	28.90	260.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 110.8701 [kPa]	Pressione inf. 155.2182 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 110.8701 [kPa]	Pressione inf. 155.2182 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro Pressione sup. 92.0089 [kPa] Pressione inf. 92.0089 [kPa]

Analisi della combinazione n° 12

Pressione in calotta(solo peso terreno) 260.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-24.00	28.90	260.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 110.8701 [kPa]	Pressione inf. 155.2182 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 110.8701 [kPa]	Pressione inf. 155.2182 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro Pressione sup. 74.9603 [kPa] Pressione inf. 74.9603 [kPa]

Analisi della combinazione n° 13

Pressione in calotta(solo peso terreno) 260.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-24.00	28.90	260.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 110.8701 [kPa]	Pressione inf. 155.2182 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 110.8701 [kPa]	Pressione inf. 155.2182 [kPa]

Analisi della combinazione n° 14

Pressione in calotta(solo peso terreno) 260.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-24.00	-14.00	260.0000
-14.00	-6.65	263.0155
-6.65	-5.15	269.1949
-5.15	11.55	275.3744
11.55	13.05	269.1949
13.05	18.90	263.0155
18.90	28.90	260.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 117.4261 [kPa]	Pressione inf. 161.7742 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 117.4261 [kPa]	Pressione inf. 161.7742 [kPa]

Analisi della combinazione n° 15

Pressione in calotta(solo peso terreno) 260.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-24.00	-14.00	260.0000
-14.00	-6.65	264.0206
-6.65	-5.15	272.2599
-5.15	11.55	280.4992
11.55	13.05	272.2599
13.05	18.90	264.0206
18.90	28.90	260.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 119.6115 [kPa]	Pressione inf. 163.9595 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 119.6115 [kPa]	Pressione inf. 163.9595 [kPa]

Spostamenti

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 1)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	0.005	0.506
1.46	0.002	0.405
2.60	0.000	0.354
3.74	-0.002	0.405
4.90	-0.005	0.506

Spostamenti traverso (Combinazione n° 1)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	0.004	0.527
1.51	0.002	0.629
2.60	0.000	0.675
3.69	-0.002	0.629
4.90	-0.004	0.527

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 1)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	0.005	0.506
2.60	-0.038	0.516
4.90	0.004	0.527

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 1)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	-0.005	0.506
2.60	0.038	0.516
4.90	-0.004	0.527

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	0.005	0.382
1.46	0.002	0.312
2.60	0.000	0.276
3.74	-0.002	0.312
4.90	-0.005	0.382

Spostamenti traverso (Combinazione n° 2)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	0.004	0.398
1.51	0.002	0.469
2.60	0.000	0.502
3.69	-0.002	0.469
4.90	-0.004	0.398

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 2)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	0.005	0.382
2.60	-0.013	0.391
4.90	0.004	0.398

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 2)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	-0.005	0.382
2.60	0.013	0.391
4.90	-0.004	0.398

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	0.005	0.540
1.46	0.003	0.432
2.60	0.000	0.378
3.74	-0.003	0.432
4.90	-0.005	0.540

Spostamenti traverso (Combinazione n° 3)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	0.005	0.562
1.51	0.002	0.673
2.60	0.000	0.723
3.69	-0.002	0.673
4.90	-0.005	0.562

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 3)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	0.005	0.540
2.60	-0.041	0.552
4.90	0.005	0.562

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 3)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	-0.005	0.540
2.60	0.041	0.552
4.90	-0.005	0.562

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 4)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	0.005	0.411
1.46	0.002	0.336
2.60	0.000	0.296
3.74	-0.002	0.336
4.90	-0.005	0.411

Spostamenti traverso (Combinazione n° 4)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	0.004	0.428
1.51	0.002	0.506
2.60	0.000	0.542
3.69	-0.002	0.506
4.90	-0.004	0.428

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 4)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	0.005	0.411
2.60	-0.014	0.420
4.90	0.004	0.428

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 4)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	-0.005	0.411
2.60	0.014	0.420
4.90	-0.004	0.428

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 5)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	0.752	0.020
1.46	0.749	0.170
2.60	0.747	0.287
3.74	0.744	0.477
4.90	0.742	0.760

Spostamenti traverso (Combinazione n° 5)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	1.894	0.034
1.51	1.891	0.310
2.60	1.889	0.505
3.69	1.887	0.636
4.90	1.884	0.779

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 5)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	0.752	0.020
2.60	1.342	0.027
4.90	1.894	0.034

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 5)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	0.742	0.760
2.60	1.347	0.770
4.90	1.884	0.779

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 6)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	0.639	0.053
1.46	0.637	0.172
2.60	0.634	0.268
3.74	0.632	0.433
4.90	0.629	0.681

Spostamenti traverso (Combinazione n° 6)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	1.608	0.066
1.51	1.606	0.310
2.60	1.604	0.480
3.69	1.602	0.587
4.90	1.599	0.699

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 6)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	0.639	0.053
2.60	1.138	0.060
4.90	1.608	0.066

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 6)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	0.629	0.681
2.60	1.145	0.690
4.90	1.599	0.699

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 7)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	0.752	0.020
1.46	0.749	0.170
2.60	0.747	0.287
3.74	0.744	0.477
4.90	0.742	0.760

Spostamenti traverso (Combinazione n° 7)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	1.894	0.034
1.51	1.891	0.310
2.60	1.889	0.505
3.69	1.887	0.636
4.90	1.884	0.779

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 7)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	0.752	0.020
2.60	1.342	0.027
4.90	1.894	0.034

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 7)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	0.742	0.760
2.60	1.347	0.770
4.90	1.884	0.779

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 8)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	0.639	0.053
1.46	0.637	0.172
2.60	0.634	0.268
3.74	0.632	0.433
4.90	0.629	0.681

Spostamenti traverso (Combinazione n° 8)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	1.608	0.066
1.51	1.606	0.310
2.60	1.604	0.480
3.69	1.602	0.587
4.90	1.599	0.699

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 8)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	0.639	0.053
2.60	1.138	0.060
4.90	1.608	0.066

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 8)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	0.629	0.681
2.60	1.145	0.690
4.90	1.599	0.699

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 9)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	-0.742	0.760

1.46	-0.744	0.477
2.60	-0.747	0.287
3.74	-0.749	0.170
4.90	-0.752	0.020

Spostamenti traverso (Combinazione n° 9)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	-1.884	0.779
1.51	-1.887	0.636
2.60	-1.889	0.505
3.69	-1.891	0.310
4.90	-1.894	0.034

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 9)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	-0.742	0.760
2.60	-1.347	0.770
4.90	-1.884	0.779

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 9)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	-0.752	0.020
2.60	-1.342	0.027
4.90	-1.894	0.034

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 10)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	-0.629	0.681
1.46	-0.632	0.433
2.60	-0.634	0.268
3.74	-0.637	0.172
4.90	-0.639	0.053

Spostamenti traverso (Combinazione n° 10)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	-1.599	0.699
1.51	-1.602	0.587
2.60	-1.604	0.480
3.69	-1.606	0.310
4.90	-1.608	0.066

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 10)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	-0.629	0.681
2.60	-1.145	0.690
4.90	-1.599	0.699

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 10)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	-0.639	0.053
2.60	-1.138	0.060
4.90	-1.608	0.066

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 11)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	-0.742	0.760
1.46	-0.744	0.477
2.60	-0.747	0.287

3.74	-0.749	0.170
4.90	-0.752	0.020

Spostamenti traverso (Combinazione n° 11)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	-1.884	0.779
1.51	-1.887	0.636
2.60	-1.889	0.505
3.69	-1.891	0.310
4.90	-1.894	0.034

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 11)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	-0.742	0.760
2.60	-1.347	0.770
4.90	-1.884	0.779

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 11)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	-0.752	0.020
2.60	-1.342	0.027
4.90	-1.894	0.034

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 12)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	-0.629	0.681
1.46	-0.632	0.433
2.60	-0.634	0.268
3.74	-0.637	0.172
4.90	-0.639	0.053

Spostamenti traverso (Combinazione n° 12)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	-1.599	0.699
1.51	-1.602	0.587
2.60	-1.604	0.480
3.69	-1.606	0.310
4.90	-1.608	0.066

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 12)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	-0.629	0.681
2.60	-1.145	0.690
4.90	-1.599	0.699

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 12)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	-0.639	0.053
2.60	-1.138	0.060
4.90	-1.608	0.066

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 13)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	0.004	0.389
1.46	0.002	0.312
2.60	0.000	0.273
3.74	-0.002	0.312
4.90	-0.004	0.389

Spostamenti traverso (Combinazione n° 13)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	0.003	0.405
1.51	0.002	0.484
2.60	0.000	0.520
3.69	-0.002	0.484
4.90	-0.003	0.405

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 13)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	0.004	0.389
2.60	-0.029	0.397
4.90	0.003	0.405

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 13)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	-0.004	0.389
2.60	0.029	0.397
4.90	-0.003	0.405

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 14)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	0.004	0.408
1.46	0.002	0.327
2.60	0.000	0.286
3.74	-0.002	0.327
4.90	-0.004	0.408

Spostamenti traverso (Combinazione n° 14)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	0.004	0.425
1.51	0.002	0.509
2.60	0.000	0.546
3.69	-0.002	0.509
4.90	-0.004	0.425

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 14)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	0.004	0.408
2.60	-0.031	0.417
4.90	0.004	0.425

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 14)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	-0.004	0.408
2.60	0.031	0.417
4.90	-0.004	0.425

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 15)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	0.004	0.415
1.46	0.002	0.332
2.60	0.000	0.290
3.74	-0.002	0.332
4.90	-0.004	0.415

Spostamenti traverso (Combinazione n° 15)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	0.004	0.432
1.51	0.002	0.517
2.60	0.000	0.555
3.69	-0.002	0.517
4.90	-0.004	0.432

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 15)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	0.004	0.415
2.60	-0.032	0.423
4.90	0.004	0.432

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 15)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0.30	-0.004	0.415
2.60	0.032	0.423
4.90	-0.004	0.432

Sollecitazioni

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 1)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-487.4926	-890.3811	421.2029
1.46	260.2242	-383.9285	421.2029
2.60	484.9612	16.8790	421.2029
3.74	260.2242	422.5059	421.2029
4.90	-487.4926	890.3811	421.2029

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 1)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-461.7212	821.3835	372.6621
1.51	270.3667	389.5890	372.6621
2.60	482.8699	0.0000	372.6621
3.69	270.3667	-389.5890	372.6621
4.90	-461.7212	-821.3835	372.6621

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 1)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-487.4926	422.9526	909.3506
2.60	-17.1254	-4.1852	865.3670
4.90	-461.7212	-372.6621	821.3835

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 1)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-487.4926	-422.9526	909.3506
2.60	-17.1254	4.1852	865.3670
4.90	-461.7212	372.6621	821.3835

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-400.1196	-685.1614	388.1445
1.46	177.5538	-298.1307	388.1445
2.60	352.3156	13.1400	388.1445
3.74	177.5538	327.8912	388.1445
4.90	-400.1196	685.1614	388.1445

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 2)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-377.9095	631.8335	344.0511
1.51	185.2351	299.6839	344.0511
2.60	348.6990	0.0000	344.0511
3.69	185.2351	-299.6839	344.0511
4.90	-377.9095	-631.8335	344.0511

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 2)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-400.1196	389.7569	699.5004
2.60	32.9278	-4.1990	665.6670
4.90	-377.9095	-344.0511	631.8335

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 2)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-400.1196	-389.7569	699.5004
2.60	32.9278	4.1990	665.6670
4.90	-377.9095	344.0511	631.8335

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-520.5582	-952.7430	447.7819
1.46	279.3896	-410.7475	447.7819
2.60	519.7778	17.9901	447.7819
3.74	279.3896	451.8940	447.7819
4.90	-520.5582	952.7430	447.7819

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 3)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-496.8685	885.0337	400.2565
1.51	291.9500	419.7788	400.2565
2.60	520.9203	0.0000	400.2565
3.69	291.9500	-419.7788	400.2565
4.90	-496.8685	-885.0337	400.2565

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 3)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-520.5582	449.6420	973.0007
2.60	-20.0186	-4.6377	929.0172
4.90	-496.8685	-400.2565	885.0337

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 3)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-520.5582	-449.6420	973.0007
2.60	-20.0186	4.6377	929.0172
4.90	-496.8685	400.2565	885.0337

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 4)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-430.1598	-738.3033	415.3966
1.46	192.1937	-321.1853	415.3966
2.60	380.4285	14.0982	415.3966
3.74	192.1937	353.1407	415.3966
4.90	-430.1598	738.3033	415.3966

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 4)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-409.5919	686.0540	372.1303
1.51	201.8787	325.4011	372.1303
2.60	379.3702	0.0000	372.1303
3.69	201.8787	-325.4011	372.1303
4.90	-409.5919	-686.0540	372.1303

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 4)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-430.1598	417.1221	753.7210
2.60	33.9471	-4.5560	719.8875
4.90	-409.5919	-372.1303	686.0540

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 4)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-430.1598	-417.1221	753.7210
2.60	33.9471	4.5560	719.8875
4.90	-409.5919	372.1303	686.0540

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 5)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-778.8989	-610.6079	419.3076
1.46	-112.5137	-503.6700	425.3734
2.60	348.9890	-259.8208	431.3644
3.74	449.6671	156.5770	437.3554
4.90	-72.1732	795.2791	443.4212

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 5)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-152.2345	531.6502	378.4186
1.51	287.8635	196.3315	384.7568
2.60	337.0197	-106.2117	390.4754
3.69	56.1288	-408.7549	396.1941
4.90	-640.8085	-744.0736	402.5323

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 5)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-778.8989	680.9472	611.3739
2.60	143.5710	128.7024	571.5121
4.90	-152.2345	-378.4186	531.6502

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 5)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-72.1732	-185.3654	823.7974
2.60	-18.4474	131.1453	783.9355
4.90	-640.8085	402.5323	744.0736

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 6)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-701.6190	-588.8025	396.9879
1.46	-76.7695	-458.1480	403.0538
2.60	332.6052	-219.0199	409.0448
3.74	399.5635	167.0192	415.0357
4.90	-103.6263	746.5178	421.1016

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 6)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-178.0515	535.1676	361.6191
1.51	270.1311	206.1870	367.9573
2.60	333.1581	-90.6375	373.6759
3.69	72.3766	-387.4620	379.3946
4.90	-594.9839	-716.4426	385.7328

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 6)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-701.6190	619.3230	590.7777
2.60	124.2088	106.2901	562.9726
4.90	-178.0515	-361.6191	535.1676

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 6)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-103.6263	-202.1649	772.0527
2.60	-11.2616	114.3458	744.2476
4.90	-594.9839	385.7328	716.4426

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 7)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-778.8989	-610.6079	419.3076
1.46	-112.5137	-503.6700	425.3734
2.60	348.9890	-259.8208	431.3644
3.74	449.6671	156.5770	437.3554
4.90	-72.1732	795.2791	443.4212

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 7)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-152.2345	531.6502	378.4186
1.51	287.8635	196.3315	384.7568
2.60	337.0197	-106.2117	390.4754
3.69	56.1288	-408.7549	396.1941
4.90	-640.8085	-744.0736	402.5323

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 7)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-778.8989	680.9472	611.3739
2.60	143.5710	128.7024	571.5121
4.90	-152.2345	-378.4186	531.6502

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 7)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-72.1732	-185.3654	823.7974
2.60	-18.4474	131.1453	783.9355
4.90	-640.8085	402.5323	744.0736

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 8)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-701.6190	-588.8025	396.9879
1.46	-76.7695	-458.1480	403.0538
2.60	332.6052	-219.0199	409.0448
3.74	399.5635	167.0192	415.0357
4.90	-103.6263	746.5178	421.1016

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 8)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-178.0515	535.1676	361.6191
1.51	270.1311	206.1870	367.9573
2.60	333.1581	-90.6375	373.6759
3.69	72.3766	-387.4620	379.3946
4.90	-594.9839	-716.4426	385.7328

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 8)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-701.6190	619.3230	590.7777
2.60	124.2088	106.2901	562.9726
4.90	-178.0515	-361.6191	535.1676

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 8)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-103.6263	-202.1649	772.0527
2.60	-11.2616	114.3458	744.2476
4.90	-594.9839	385.7328	716.4426

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 9)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-72.1732	-795.2791	443.4212

1.46	449.6671	-111.1548	437.3554
2.60	348.9890	287.1811	431.3644
3.74	-112.5137	519.8372	425.3734
4.90	-778.8989	610.6079	419.3076

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 9)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-640.8085	744.0736	402.5323
1.51	56.1288	408.7549	396.1941
2.60	337.0197	106.2117	390.4754
3.69	287.8635	-196.3315	384.7568
4.90	-152.2345	-531.6502	378.4186

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 9)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-72.1732	185.3654	823.7974
2.60	-18.4474	-131.1453	783.9355
4.90	-640.8085	-402.5323	744.0736

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 9)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-778.8989	-680.9472	611.3739
2.60	143.5710	-128.7024	571.5121
4.90	-152.2345	378.4186	531.6502

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 10)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-103.6263	-746.5178	421.1016
1.46	399.5635	-125.7750	415.0357
2.60	332.6052	244.5668	409.0448
3.74	-76.7695	474.5466	403.0538
4.90	-701.6190	588.8025	396.9879

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 10)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-594.9839	716.4426	385.7328
1.51	72.3766	387.4620	379.3946
2.60	333.1581	90.6375	373.6759
3.69	270.1311	-206.1870	367.9573
4.90	-178.0515	-535.1676	361.6191

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 10)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-103.6263	202.1649	772.0527
2.60	-11.2616	-114.3458	744.2476
4.90	-594.9839	-385.7328	716.4426

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 10)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-701.6190	-619.3230	590.7777
2.60	124.2088	-106.2901	562.9726
4.90	-178.0515	361.6191	535.1676

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 11)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-72.1732	-795.2791	443.4212
1.46	449.6671	-111.1548	437.3554
2.60	348.9890	287.1811	431.3644

3.74	-112.5137	519.8372	425.3734
4.90	-778.8989	610.6079	419.3076

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 11)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-640.8085	744.0736	402.5323
1.51	56.1288	408.7549	396.1941
2.60	337.0197	106.2117	390.4754
3.69	287.8635	-196.3315	384.7568
4.90	-152.2345	-531.6502	378.4186

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 11)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-72.1732	185.3654	823.7974
2.60	-18.4474	-131.1453	783.9355
4.90	-640.8085	-402.5323	744.0736

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 11)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-778.8989	-680.9472	611.3739
2.60	143.5710	-128.7024	571.5121
4.90	-152.2345	378.4186	531.6502

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 12)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-103.6263	-746.5178	421.1016
1.46	399.5635	-125.7750	415.0357
2.60	332.6052	244.5668	409.0448
3.74	-76.7695	474.5466	403.0538
4.90	-701.6190	588.8025	396.9879

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 12)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-594.9839	716.4426	385.7328
1.51	72.3766	387.4620	379.3946
2.60	333.1581	90.6375	373.6759
3.69	270.1311	-206.1870	367.9573
4.90	-178.0515	-535.1676	361.6191

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 12)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-103.6263	202.1649	772.0527
2.60	-11.2616	-114.3458	744.2476
4.90	-594.9839	-385.7328	716.4426

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 12)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-701.6190	-619.3230	590.7777
2.60	124.2088	-106.2901	562.9726
4.90	-178.0515	361.6191	535.1676

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 13)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-374.9943	-684.9085	324.0022
1.46	200.1724	-295.3296	324.0022
2.60	373.0471	12.9838	324.0022
3.74	200.1724	325.0045	324.0022
4.90	-374.9943	684.9085	324.0022

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 13)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-355.1702	631.8335	286.6631
1.51	207.9744	299.6839	286.6631
2.60	371.4383	0.0000	286.6631
3.69	207.9744	-299.6839	286.6631
4.90	-355.1702	-631.8335	286.6631

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 13)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-374.9943	325.3482	699.5004
2.60	-13.1734	-3.2194	665.6670
4.90	-355.1702	-286.6631	631.8335

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 13)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-374.9943	-325.3482	699.5004
2.60	-13.1734	3.2194	665.6670
4.90	-355.1702	286.6631	631.8335

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 14)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-393.3641	-719.5541	338.7683
1.46	210.8199	-310.2291	338.7683
2.60	392.3896	13.6011	338.7683
3.74	210.8199	341.3313	338.7683
4.90	-393.3641	719.5541	338.7683

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 14)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-374.6964	667.1947	301.9934
1.51	219.9651	316.4560	301.9934
2.60	392.5775	0.0000	301.9934
3.69	219.9651	-316.4560	301.9934
4.90	-374.6964	-667.1947	301.9934

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 14)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-393.3641	340.1756	734.8616
2.60	-14.7807	-3.4708	701.0282
4.90	-374.6964	-301.9934	667.1947

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 14)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-393.3641	-340.1756	734.8616
2.60	-14.7807	3.4708	701.0282
4.90	-374.6964	301.9934	667.1947

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 15)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-399.4873	-731.1026	343.6904
1.46	214.3691	-315.1956	343.6904
2.60	398.8372	13.8069	343.6904
3.74	214.3691	346.7735	343.6904
4.90	-399.4873	731.1026	343.6904

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 15)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-381.2052	678.9818	307.1035
1.51	223.9620	322.0467	307.1035
2.60	399.6238	0.0000	307.1035
3.69	223.9620	-322.0467	307.1035
4.90	-381.2052	-678.9818	307.1035

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 15)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-399.4873	345.1181	746.6487
2.60	-15.3165	-3.5546	712.8152
4.90	-381.2052	-307.1035	678.9818

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 15)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.30	-399.4873	-345.1181	746.6487
2.60	-15.3165	3.5546	712.8152
4.90	-381.2052	307.1035	678.9818

Pressioni terreno

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 1)

X [m]	σ_t [kPa]
0.30	506
1.46	405
2.60	354
3.74	405
4.90	506

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	σ_t [kPa]
0.30	382
1.46	312
2.60	276
3.74	312
4.90	382

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	σ_t [kPa]
0.30	540
1.46	432
2.60	378
3.74	432
4.90	540

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 4)

X [m]	σ_t [kPa]
0.30	411
1.46	336
2.60	296
3.74	336
4.90	411

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 5)

X [m]	σ_t [kPa]
0.30	20
1.46	170
2.60	287
3.74	477
4.90	760

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 6)

X [m]	σ_t [kPa]
0.30	53
1.46	172
2.60	268
3.74	433
4.90	681

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 7)

X [m]	σ_t [kPa]
0.30	20
1.46	170
2.60	287
3.74	477
4.90	760

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 8)

X [m]	σ_t [kPa]
0.30	53
1.46	172
2.60	268

3.74	433
4.90	681

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 9)

X [m]	σ_t [kPa]
0.30	760
1.46	477
2.60	287
3.74	170
4.90	20

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 10)

X [m]	σ_t [kPa]
0.30	681
1.46	433
2.60	268
3.74	172
4.90	53

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 11)

X [m]	σ_t [kPa]
0.30	760
1.46	477
2.60	287
3.74	170
4.90	20

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 12)

X [m]	σ_t [kPa]
0.30	681
1.46	433
2.60	268
3.74	172
4.90	53

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 13)

X [m]	σ_t [kPa]
0.30	389
1.46	312
2.60	273
3.74	312
4.90	389

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 14)

X [m]	σ_t [kPa]
0.30	408
1.46	327
2.60	286
3.74	327
4.90	408

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 15)

X [m]	σ_t [kPa]
0.30	415
1.46	332
2.60	290
3.74	332
4.90	415

Verifiche combinazioni SLU

Simbologia adottata ed unità di misura

N°	Indice sezione
X	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in cm
M	Momento flettente, espresso in kNm
V	Taglio, espresso in kN
N	Sforzo normale, espresso in kN
N_u	Sforzo normale ultimo, espressa in kN
M_u	Momento ultimo, espressa in kNm
A_{fi}	Area armatura inferiore, espressa in cmq
A_{fs}	Area armatura superiore, espressa in cmq
CS	Coeff. di sicurezza sezione
V_{Rd}	Aliquota taglio assorbita dal calcestruzzo in elementi senza armature trasversali, espressa in kN
V_{Rcd}	Aliquota taglio assorbita dal calcestruzzo in elementi con armature trasversali, espressa in kN
V_{Rsd}	Aliquota taglio assorbita armature trasversali, espressa in kN
A_{sw}	Area armature trasversali nella sezione, espressa in cmq

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 1 - SLU (Caso A1-M1)]

Base sezione $B = 100$ cm
 Altezza sezione $H = 60.00$ cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N_u	M_u	A_{fi}	A_{fs}	CS
1	0.30	487.49 (487.49)	421.20	841.80	974.28	36.19	22.62	2.00
2	1.46	-260.22 (-450.27)	421.20	943.63	-1008.75	31.67	36.19	2.24
3	2.60	-484.96 (-484.96)	421.20	751.30	-865.02	22.62	31.67	1.78
4	3.74	-260.22 (-469.36)	421.20	895.02	-997.36	31.67	36.19	2.12
5	4.90	487.49 (487.49)	421.20	841.80	974.28	36.19	22.62	2.00

Verifiche taglio

N°	X	A_{sw}	V	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	FS
1	0.30	13.57	-890.38	0.00	1417.82	2090.90	1.592
2	1.46	9.05	-383.93	0.00	945.21	2090.90	2.462
3	2.60	4.52	16.88	0.00	472.61	2090.90	28.000
4	3.74	9.05	422.51	0.00	945.21	2090.90	2.237
5	4.90	13.57	890.38	0.00	1417.82	2090.90	1.592

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 1 - SLU (Caso A1-M1)]

Base sezione $B = 100$ cm
 Altezza sezione $H = 60.00$ cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N_u	M_u	A_{fi}	A_{fs}	CS
1	0.30	-461.72 (-461.72)	372.66	593.19	-734.95	22.62	27.14	1.59
2	1.51	270.37 (463.21)	372.66	687.89	855.03	31.67	31.67	1.85
3	2.60	482.87 (482.87)	372.66	651.78	844.54	31.67	27.14	1.75
4	3.69	270.37 (463.21)	372.66	687.89	855.03	31.67	31.67	1.85
5	4.90	-461.72 (-461.72)	372.66	593.19	-734.95	22.62	27.14	1.59

Verifiche taglio

N°	X	A_{sw}	V	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	FS
1	0.30	9.05	821.38	0.00	945.21	2081.24	1.151
2	1.51	9.05	389.59	0.00	945.21	2081.24	2.426
3	2.60	0.00	0.00	294.85	0.00	0.00	100.000
4	3.69	9.05	-389.59	0.00	945.21	2081.24	2.426
5	4.90	9.05	-821.38	0.00	945.21	2081.24	1.151

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 1 - SLU (Caso A1-M1)]

Base sezione $B = 100$ cm
 Altezza sezione $H = 60.00$ cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N_u	M_u	A_{fi}	A_{fs}	CS
-------------	-----	-----	-----	-------	-------	----------	----------	------

1	0.30	-487.49 (-487.49)	909.35	2111.34	-1131.87	22.62	31.67	2.32
2	2.60	-17.13 (-19.20)	865.37	9798.13	-217.36	27.14	22.62	11.32
3	4.90	-461.72 (-487.49)	821.38	1401.87	-832.01	22.62	22.62	1.71

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	9.05	422.95	0.00	945.21	2188.11	2.235
2	2.60	0.00	-4.19	362.60	0.00	0.00	86.639
3	4.90	4.52	-372.66	0.00	472.61	2170.59	1.268

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 1 - SLU (Caso A1-M1)]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	-487.49 (-487.49)	909.35	2111.34	-1131.87	22.62	31.67	2.32
2	2.60	-17.13 (-19.20)	865.37	9798.13	-217.36	27.14	22.62	11.32
3	4.90	-461.72 (-487.49)	821.38	1401.87	-832.01	22.62	22.62	1.71

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	9.05	-422.95	0.00	945.21	2188.11	2.235
2	2.60	0.00	4.19	362.60	0.00	0.00	86.639
3	4.90	4.52	372.66	0.00	472.61	2170.59	1.268

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 2 - SLU (Caso A2-M2)]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	400.12 (400.12)	388.14	973.67	1003.71	36.19	22.62	2.51
2	1.46	-177.55 (-325.13)	388.14	1305.54	-1093.58	31.67	36.19	3.36
3	2.60	-352.32 (-352.32)	388.14	1021.95	-927.62	22.62	31.67	2.63
4	3.74	-177.55 (-339.86)	388.14	1228.26	-1075.47	31.67	36.19	3.16
5	4.90	400.12 (400.12)	388.14	973.67	1003.71	36.19	22.62	2.51

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	13.57	-685.16	0.00	1417.82	2084.32	2.069
2	1.46	9.05	-298.13	0.00	945.21	2084.32	3.170
3	2.60	4.52	13.14	0.00	472.61	2084.32	35.967
4	3.74	9.05	327.89	0.00	945.21	2084.32	2.883
5	4.90	13.57	685.16	0.00	1417.82	2084.32	2.069

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 2 - SLU (Caso A2-M2)]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	-377.91 (-377.91)	344.05	689.82	-757.70	22.62	27.14	2.00
2	1.51	185.24 (333.58)	344.05	944.80	916.05	31.67	31.67	2.75
3	2.60	348.70 (348.70)	344.05	887.99	899.99	31.67	27.14	2.58
4	3.69	185.24 (333.58)	344.05	944.80	916.05	31.67	31.67	2.75
5	4.90	-377.91 (-377.91)	344.05	689.82	-757.70	22.62	27.14	2.00

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	9.05	631.83	0.00	945.21	2075.54	1.496
2	1.51	9.05	299.68	0.00	945.21	2075.54	3.154
3	2.60	0.00	0.00	290.92	0.00	0.00	100.000
4	3.69	9.05	-299.68	0.00	945.21	2075.54	3.154
5	4.90	9.05	-631.83	0.00	945.21	2075.54	1.496

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 2 - SLU (Caso A2-M2)]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	-400.12 (-400.12)	699.50	1929.50	-1103.69	22.62	31.67	2.76
2	2.60	32.93 (32.93)	665.67	9459.92	467.94	27.14	22.62	14.21
3	4.90	-377.91 (-400.12)	631.83	1266.74	-802.18	22.62	22.62	2.00

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	9.05	389.76	0.00	945.21	2146.32	2.425
2	2.60	0.00	-4.20	335.14	0.00	0.00	79.814
3	4.90	4.52	-344.05	0.00	472.61	2132.85	1.374

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 2 - SLU (Caso A2-M2)]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	-400.12 (-400.12)	699.50	1929.50	-1103.69	22.62	31.67	2.76
2	2.60	32.93 (32.93)	665.67	9459.92	467.94	27.14	22.62	14.21
3	4.90	-377.91 (-400.12)	631.83	1266.74	-802.18	22.62	22.62	2.00

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	9.05	-389.76	0.00	945.21	2146.32	2.425
2	2.60	0.00	4.20	335.14	0.00	0.00	79.814
3	4.90	4.52	344.05	0.00	472.61	2132.85	1.374

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 3 - SLU (Caso A1-M1)]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	520.56 (520.56)	447.78	837.19	973.25	36.19	22.62	1.87
2	1.46	-279.39 (-482.71)	447.78	933.57	-1006.39	31.67	36.19	2.08
3	2.60	-519.78 (-519.78)	447.78	743.69	-863.26	22.62	31.67	1.66
4	3.74	-279.39 (-503.08)	447.78	885.81	-995.20	31.67	36.19	1.98
5	4.90	520.56 (520.56)	447.78	837.19	973.25	36.19	22.62	1.87

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	13.57	-952.74	0.00	1417.82	2096.20	1.488
2	1.46	9.05	-410.75	0.00	945.21	2096.20	2.301
3	2.60	4.52	17.99	0.00	472.61	2096.20	26.270
4	3.74	9.05	451.89	0.00	945.21	2096.20	2.092
5	4.90	13.57	952.74	0.00	1417.82	2096.20	1.488

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 3 - SLU (Caso A1-M1)]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	-496.87 (-496.87)	400.26	591.78	-734.62	22.62	27.14	1.48
2	1.51	291.95 (499.74)	400.26	684.10	854.13	31.67	31.67	1.71
3	2.60	520.92 (520.92)	400.26	648.28	843.71	31.67	27.14	1.62
4	3.69	291.95 (499.74)	400.26	684.10	854.13	31.67	31.67	1.71
5	4.90	-496.87 (-496.87)	400.26	591.78	-734.62	22.62	27.14	1.48

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	9.05	885.03	0.00	945.21	2086.73	1.068
2	1.51	9.05	419.78	0.00	945.21	2086.73	2.252
3	2.60	0.00	0.00	298.65	0.00	0.00	100.000
4	3.69	9.05	-419.78	0.00	945.21	2086.73	2.252
5	4.90	9.05	-885.03	0.00	945.21	2086.73	1.068

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 3 - SLU (Caso A1-M1)]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	-520.56 (-520.56)	973.00	2116.96	-1132.58	22.62	31.67	2.18
2	2.60	-20.02 (-22.31)	929.02	9779.95	-234.91	27.14	22.62	10.53
3	4.90	-496.87 (-520.56)	885.03	1421.68	-836.21	22.62	22.62	1.61

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	9.05	449.64	0.00	945.21	2200.79	2.102
2	2.60	0.00	-4.64	371.35	0.00	0.00	80.072
3	4.90	4.52	-400.26	0.00	472.61	2183.27	1.181

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 3 - SLU (Caso A1-M1)]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	-520.56 (-520.56)	973.00	2116.96	-1132.58	22.62	31.67	2.18
2	2.60	-20.02 (-22.31)	929.02	9779.95	-234.91	27.14	22.62	10.53
3	4.90	-496.87 (-520.56)	885.03	1421.68	-836.21	22.62	22.62	1.61

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	9.05	-449.64	0.00	945.21	2200.79	2.102
2	2.60	0.00	4.64	371.35	0.00	0.00	80.072
3	4.90	4.52	400.26	0.00	472.61	2183.27	1.181

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 4 - SLU (Caso A2-M2)]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
----	---	---	---	----------------	----------------	-----------------	-----------------	----

1	0.30	430.16 (430.16)	415.40	968.05	1002.46	36.19	22.62	2.33
2	1.46	-192.19 (-351.18)	415.40	1288.96	-1089.70	31.67	36.19	3.10
3	2.60	-380.43 (-380.43)	415.40	1009.82	-924.81	22.62	31.67	2.43
4	3.74	-192.19 (-367.00)	415.40	1213.34	-1071.97	31.67	36.19	2.92
5	4.90	430.16 (430.16)	415.40	968.05	1002.46	36.19	22.62	2.33

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	13.57	-738.30	0.00	1417.82	2089.75	1.920
2	1.46	9.05	-321.19	0.00	945.21	2089.75	2.943
3	2.60	4.52	14.10	0.00	472.61	2089.75	33.523
4	3.74	9.05	353.14	0.00	945.21	2089.75	2.677
5	4.90	13.57	738.30	0.00	1417.82	2089.75	1.920

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 4 - SLU (Caso A2-M2)]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	-409.59 (-409.59)	372.13	688.02	-757.28	22.62	27.14	1.85
2	1.51	201.88 (362.95)	372.13	937.41	914.29	31.67	31.67	2.52
3	2.60	379.37 (379.37)	372.13	881.26	898.41	31.67	27.14	2.37
4	3.69	201.88 (362.95)	372.13	937.41	914.29	31.67	31.67	2.52
5	4.90	-409.59 (-409.59)	372.13	688.02	-757.28	22.62	27.14	1.85

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	9.05	686.05	0.00	945.21	2081.13	1.378
2	1.51	9.05	325.40	0.00	945.21	2081.13	2.905
3	2.60	0.00	0.00	294.78	0.00	0.00	100.000
4	3.69	9.05	-325.40	0.00	945.21	2081.13	2.905
5	4.90	9.05	-686.05	0.00	945.21	2081.13	1.378

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 4 - SLU (Caso A2-M2)]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	-430.16 (-430.16)	753.72	1935.75	-1104.76	22.62	31.67	2.57
2	2.60	33.95 (33.95)	719.89	9484.82	447.27	27.14	22.62	13.18
3	4.90	-409.59 (-430.16)	686.05	1287.22	-807.09	22.62	22.62	1.88

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	9.05	417.12	0.00	945.21	2157.12	2.266
2	2.60	0.00	-4.56	342.60	0.00	0.00	75.196
3	4.90	4.52	-372.13	0.00	472.61	2143.65	1.270

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 4 - SLU (Caso A2-M2)]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	-430.16 (-430.16)	753.72	1935.75	-1104.76	22.62	31.67	2.57
2	2.60	33.95 (33.95)	719.89	9484.82	447.27	27.14	22.62	13.18
3	4.90	-409.59 (-430.16)	686.05	1287.22	-807.09	22.62	22.62	1.88

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	9.05	-417.12	0.00	945.21	2157.12	2.266
2	2.60	0.00	4.56	342.60	0.00	0.00	75.196
3	4.90	4.52	372.13	0.00	472.61	2143.65	1.270

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 5 - SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	778.90 (778.90)	419.31	481.17	893.81	36.19	22.62	1.15
2	1.46	112.51 (361.83)	425.37	1132.21	963.08	31.67	36.19	2.66
3	2.60	-348.99 (-469.86)	431.36	805.69	-877.60	22.62	31.67	1.87
4	3.74	-449.67 (-469.86)	437.36	937.65	-1007.35	31.67	36.19	2.14
5	4.90	72.17 (465.84)	443.42	950.49	998.54	36.19	22.62	2.14

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	13.57	-610.61	0.00	1417.82	2090.53	2.322
2	1.46	9.05	-503.67	0.00	945.21	2091.73	1.877
3	2.60	4.52	-259.82	0.00	472.61	2092.93	1.819
4	3.74	9.05	156.58	0.00	945.21	2094.12	6.037
5	4.90	13.57	795.28	0.00	1417.82	2095.33	1.783

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 5 - SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	-152.23 (-415.40)	378.42	690.36	-757.83	22.62	27.14	1.82
2	1.51	287.86 (357.31)	384.76	1000.72	929.33	31.67	31.67	2.60
3	2.60	337.02 (357.31)	390.48	1016.50	930.16	31.67	27.14	2.60
4	3.69	56.13 (258.46)	396.19	1647.73	1074.92	31.67	31.67	4.16
5	4.90	-640.81 (-640.81)	402.53	438.84	-698.61	22.62	27.14	1.09

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	9.05	531.65	0.00	945.21	2082.38	1.778
2	1.51	9.05	196.33	0.00	945.21	2083.65	4.814
3	2.60	0.00	-106.21	297.30	0.00	0.00	2.799
4	3.69	9.05	-408.75	0.00	945.21	2085.92	2.312
5	4.90	9.05	-744.07	0.00	945.21	2087.19	1.270

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 5 - SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	-778.90 (-778.90)	611.37	662.93	-844.58	22.62	31.67	1.08
2	2.60	143.57 (179.78)	571.51	3926.16	1235.05	27.14	22.62	6.87
3	4.90	-152.23 (-339.55)	531.65	1249.57	-798.07	22.62	22.62	2.35

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	9.05	680.95	0.00	945.21	2128.77	1.388

2	2.60	0.00	128.70	322.19	0.00	0.00	2.503
3	4.90	4.52	-378.42	0.00	472.61	2112.90	1.249

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 5 - SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	-72.17 (-163.93)	823.80	5706.99	-1135.65	22.62	31.67	6.93
2	2.60	-18.45 (-83.36)	783.94	8149.58	-866.63	27.14	22.62	10.40
3	4.90	-640.81 (-640.81)	744.07	802.17	-690.84	22.62	22.62	1.08

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	9.05	-185.37	0.00	945.21	2171.08	5.099
2	2.60	0.00	131.15	351.40	0.00	0.00	2.679
3	4.90	4.52	402.53	0.00	472.61	2155.20	1.174

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 6 - SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	701.62 (701.62)	396.99	509.28	900.08	36.19	22.62	1.28
2	1.46	76.77 (303.55)	403.05	1347.17	1014.60	31.67	36.19	3.34
3	2.60	-332.61 (-426.33)	409.04	852.39	-888.40	22.62	31.67	2.08
4	3.74	-399.56 (-426.33)	415.04	993.39	-1020.41	31.67	36.19	2.39
5	4.90	103.63 (473.15)	421.10	873.37	981.33	36.19	22.62	2.07

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	13.57	-588.80	0.00	1417.82	2086.08	2.408
2	1.46	9.05	-458.15	0.00	945.21	2087.29	2.063
3	2.60	4.52	-219.02	0.00	472.61	2088.48	2.158
4	3.74	9.05	167.02	0.00	945.21	2089.68	5.659
5	4.90	13.57	746.52	0.00	1417.82	2090.88	1.899

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 6 - SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	-178.05 (-442.96)	361.62	601.61	-736.94	22.62	27.14	1.66
2	1.51	270.13 (348.13)	367.96	976.07	923.47	31.67	31.67	2.65
3	2.60	333.16 (348.13)	373.68	992.33	924.48	31.67	27.14	2.66
4	3.69	72.38 (264.17)	379.39	1500.97	1045.12	31.67	31.67	3.96
5	4.90	-594.98 (-594.98)	385.73	455.45	-702.52	22.62	27.14	1.18

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	9.05	535.17	0.00	945.21	2079.04	1.766
2	1.51	9.05	206.19	0.00	945.21	2080.30	4.584
3	2.60	0.00	-90.64	294.99	0.00	0.00	3.255
4	3.69	9.05	-387.46	0.00	945.21	2082.58	2.440
5	4.90	9.05	-716.44	0.00	945.21	2083.84	1.319

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 6 - SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	-701.62 (-701.62)	590.78	722.82	-858.43	22.62	31.67	1.22
2	2.60	124.21 (150.82)	562.97	4580.75	1227.17	27.14	22.62	8.14
3	4.90	-178.05 (-357.05)	535.17	1166.25	-778.10	22.62	22.62	2.18

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	9.05	619.32	0.00	945.21	2124.67	1.526
2	2.60	0.00	106.29	321.02	0.00	0.00	3.020
3	4.90	4.52	-361.62	0.00	472.61	2113.60	1.307

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 6 - SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	-103.63 (-203.70)	772.05	4718.28	-1244.87	22.62	31.67	6.11
2	2.60	-11.26 (-67.86)	744.25	8623.68	-786.33	27.14	22.62	11.59
3	4.90	-594.98 (-594.98)	716.44	843.91	-700.84	22.62	22.62	1.18

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	9.05	-202.16	0.00	945.21	2160.77	4.675
2	2.60	0.00	114.35	345.95	0.00	0.00	3.025
3	4.90	4.52	385.73	0.00	472.61	2149.70	1.225

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 7 - SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	778.90 (778.90)	419.31	481.17	893.81	36.19	22.62	1.15
2	1.46	112.51 (361.83)	425.37	1132.21	963.08	31.67	36.19	2.66
3	2.60	-348.99 (-469.86)	431.36	805.69	-877.60	22.62	31.67	1.87
4	3.74	-449.67 (-469.86)	437.36	937.65	-1007.35	31.67	36.19	2.14
5	4.90	72.17 (465.84)	443.42	950.49	998.54	36.19	22.62	2.14

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	13.57	-610.61	0.00	1417.82	2090.53	2.322
2	1.46	9.05	-503.67	0.00	945.21	2091.73	1.877
3	2.60	4.52	-259.82	0.00	472.61	2092.93	1.819
4	3.74	9.05	156.58	0.00	945.21	2094.12	6.037
5	4.90	13.57	795.28	0.00	1417.82	2095.33	1.783

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 7 - SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
----	---	---	---	----------------	----------------	-----------------	-----------------	----

1	0.30	-152.23 (-415.40)	378.42	690.36	-757.83	22.62	27.14	1.82
2	1.51	287.86 (357.31)	384.76	1000.72	929.33	31.67	31.67	2.60
3	2.60	337.02 (357.31)	390.48	1016.50	930.16	31.67	27.14	2.60
4	3.69	56.13 (258.46)	396.19	1647.73	1074.92	31.67	31.67	4.16
5	4.90	-640.81 (-640.81)	402.53	438.84	-698.61	22.62	27.14	1.09

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	9.05	531.65	0.00	945.21	2082.38	1.778
2	1.51	9.05	196.33	0.00	945.21	2083.65	4.814
3	2.60	0.00	-106.21	297.30	0.00	0.00	2.799
4	3.69	9.05	-408.75	0.00	945.21	2085.92	2.312
5	4.90	9.05	-744.07	0.00	945.21	2087.19	1.270

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 7 - SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	-778.90 (-778.90)	611.37	662.93	-844.58	22.62	31.67	1.08
2	2.60	143.57 (179.78)	571.51	3926.16	1235.05	27.14	22.62	6.87
3	4.90	-152.23 (-339.55)	531.65	1249.57	-798.07	22.62	22.62	2.35

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	9.05	680.95	0.00	945.21	2128.77	1.388
2	2.60	0.00	128.70	322.19	0.00	0.00	2.503
3	4.90	4.52	-378.42	0.00	472.61	2112.90	1.249

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 7 - SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	-72.17 (-163.93)	823.80	5706.99	-1135.65	22.62	31.67	6.93
2	2.60	-18.45 (-83.36)	783.94	8149.58	-866.63	27.14	22.62	10.40
3	4.90	-640.81 (-640.81)	744.07	802.17	-690.84	22.62	22.62	1.08

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	9.05	-185.37	0.00	945.21	2171.08	5.099
2	2.60	0.00	131.15	351.40	0.00	0.00	2.679
3	4.90	4.52	402.53	0.00	472.61	2155.20	1.174

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 8 - SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	701.62 (701.62)	396.99	509.28	900.08	36.19	22.62	1.28
2	1.46	76.77 (303.55)	403.05	1347.17	1014.60	31.67	36.19	3.34
3	2.60	-332.61 (-426.33)	409.04	852.39	-888.40	22.62	31.67	2.08
4	3.74	-399.56 (-426.33)	415.04	993.39	-1020.41	31.67	36.19	2.39
5	4.90	103.63 (473.15)	421.10	873.37	981.33	36.19	22.62	2.07

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	13.57	-588.80	0.00	1417.82	2086.08	2.408
2	1.46	9.05	-458.15	0.00	945.21	2087.29	2.063
3	2.60	4.52	-219.02	0.00	472.61	2088.48	2.158
4	3.74	9.05	167.02	0.00	945.21	2089.68	5.659
5	4.90	13.57	746.52	0.00	1417.82	2090.88	1.899

Verifica sezioni trasverso [Combinazione n° 8 - SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	-178.05 (-442.96)	361.62	601.61	-736.94	22.62	27.14	1.66
2	1.51	270.13 (348.13)	367.96	976.07	923.47	31.67	31.67	2.65
3	2.60	333.16 (348.13)	373.68	992.33	924.48	31.67	27.14	2.66
4	3.69	72.38 (264.17)	379.39	1500.97	1045.12	31.67	31.67	3.96
5	4.90	-594.98 (-594.98)	385.73	455.45	-702.52	22.62	27.14	1.18

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	9.05	535.17	0.00	945.21	2079.04	1.766
2	1.51	9.05	206.19	0.00	945.21	2080.30	4.584
3	2.60	0.00	-90.64	294.99	0.00	0.00	3.255
4	3.69	9.05	-387.46	0.00	945.21	2082.58	2.440
5	4.90	9.05	-716.44	0.00	945.21	2083.84	1.319

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 8 - SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	-701.62 (-701.62)	590.78	722.82	-858.43	22.62	31.67	1.22
2	2.60	124.21 (150.82)	562.97	4580.75	1227.17	27.14	22.62	8.14
3	4.90	-178.05 (-357.05)	535.17	1166.25	-778.10	22.62	22.62	2.18

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	9.05	619.32	0.00	945.21	2124.67	1.526
2	2.60	0.00	106.29	321.02	0.00	0.00	3.020
3	4.90	4.52	-361.62	0.00	472.61	2113.60	1.307

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 8 - SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	-103.63 (-203.70)	772.05	4718.28	-1244.87	22.62	31.67	6.11
2	2.60	-11.26 (-67.86)	744.25	8623.68	-786.33	27.14	22.62	11.59
3	4.90	-594.98 (-594.98)	716.44	843.91	-700.84	22.62	22.62	1.18

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	9.05	-202.16	0.00	945.21	2160.77	4.675
2	2.60	0.00	114.35	345.95	0.00	0.00	3.025
3	4.90	4.52	385.73	0.00	472.61	2149.70	1.225

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 9 - SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	72.17 (465.84)	443.42	950.49	998.54	36.19	22.62	2.14
2	1.46	-449.67 (-469.86)	437.36	937.65	-1007.35	31.67	36.19	2.14
3	2.60	-348.99 (-469.86)	431.36	805.69	-877.60	22.62	31.67	1.87
4	3.74	112.51 (369.83)	425.37	1098.39	954.98	31.67	36.19	2.58
5	4.90	778.90 (778.90)	419.31	481.17	893.81	36.19	22.62	1.15

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	13.57	-795.28	0.00	1417.82	2095.33	1.783
2	1.46	9.05	-111.15	0.00	945.21	2094.12	8.504
3	2.60	4.52	287.18	0.00	472.61	2092.93	1.646
4	3.74	9.05	519.84	0.00	945.21	2091.73	1.818
5	4.90	13.57	610.61	0.00	1417.82	2090.53	2.322

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 9 - SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	-640.81 (-640.81)	402.53	438.84	-698.61	22.62	27.14	1.09
2	1.51	56.13 (258.46)	396.19	1647.73	1074.92	31.67	31.67	4.16
3	2.60	337.02 (357.31)	390.48	1016.50	930.16	31.67	27.14	2.60
4	3.69	287.86 (357.31)	384.76	1000.72	929.33	31.67	31.67	2.60
5	4.90	-152.23 (-415.40)	378.42	690.36	-757.83	22.62	27.14	1.82

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	9.05	744.07	0.00	945.21	2087.19	1.270
2	1.51	9.05	408.75	0.00	945.21	2085.92	2.312
3	2.60	0.00	106.21	297.30	0.00	0.00	2.799
4	3.69	9.05	-196.33	0.00	945.21	2083.65	4.814
5	4.90	9.05	-531.65	0.00	945.21	2082.38	1.778

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 9 - SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	-72.17 (-163.93)	823.80	5706.99	-1135.65	22.62	31.67	6.93
2	2.60	-18.45 (-83.36)	783.94	8149.58	-866.63	27.14	22.62	10.40
3	4.90	-640.81 (-640.81)	744.07	802.17	-690.84	22.62	22.62	1.08

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	9.05	185.37	0.00	945.21	2171.08	5.099
2	2.60	0.00	-131.15	351.40	0.00	0.00	2.679
3	4.90	4.52	-402.53	0.00	472.61	2155.20	1.174

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 9 - SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	-778.90 (-778.90)	611.37	662.93	-844.58	22.62	31.67	1.08
2	2.60	143.57 (179.78)	571.51	3926.16	1235.05	27.14	22.62	6.87
3	4.90	-152.23 (-339.55)	531.65	1249.57	-798.07	22.62	22.62	2.35

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	9.05	-680.95	0.00	945.21	2128.77	1.388
2	2.60	0.00	-128.70	322.19	0.00	0.00	2.503
3	4.90	4.52	378.42	0.00	472.61	2112.90	1.249

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 10 - SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	103.63 (473.15)	421.10	873.37	981.33	36.19	22.62	2.07
2	1.46	-399.56 (-426.33)	415.04	993.39	-1020.41	31.67	36.19	2.39
3	2.60	-332.61 (-426.33)	409.04	852.39	-888.40	22.62	31.67	2.08
4	3.74	76.77 (311.67)	403.05	1296.33	1002.41	31.67	36.19	3.22
5	4.90	701.62 (701.62)	396.99	509.28	900.08	36.19	22.62	1.28

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	13.57	-746.52	0.00	1417.82	2090.88	1.899
2	1.46	9.05	-125.78	0.00	945.21	2089.68	7.515
3	2.60	4.52	244.57	0.00	472.61	2088.48	1.932
4	3.74	9.05	474.55	0.00	945.21	2087.29	1.992
5	4.90	13.57	588.80	0.00	1417.82	2086.08	2.408

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 10 - SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	-594.98 (-594.98)	385.73	455.45	-702.52	22.62	27.14	1.18
2	1.51	72.38 (264.17)	379.39	1500.97	1045.12	31.67	31.67	3.96
3	2.60	333.16 (348.13)	373.68	992.33	924.48	31.67	27.14	2.66
4	3.69	270.13 (348.13)	367.96	976.07	923.47	31.67	31.67	2.65
5	4.90	-178.05 (-442.96)	361.62	601.61	-736.94	22.62	27.14	1.66

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	9.05	716.44	0.00	945.21	2083.84	1.319
2	1.51	9.05	387.46	0.00	945.21	2082.58	2.440
3	2.60	0.00	90.64	294.99	0.00	0.00	3.255
4	3.69	9.05	-206.19	0.00	945.21	2080.30	4.584
5	4.90	9.05	-535.17	0.00	945.21	2079.04	1.766

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 10 - SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
----	---	---	---	----------------	----------------	-----------------	-----------------	----

1	0.30	-103.63 (-203.70)	772.05	4718.28	-1244.87	22.62	31.67	6.11
2	2.60	-11.26 (-67.86)	744.25	8623.68	-786.33	27.14	22.62	11.59
3	4.90	-594.98 (-594.98)	716.44	843.91	-700.84	22.62	22.62	1.18

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	9.05	202.16	0.00	945.21	2160.77	4.675
2	2.60	0.00	-114.35	345.95	0.00	0.00	3.025
3	4.90	4.52	-385.73	0.00	472.61	2149.70	1.225

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 10 - SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	-701.62 (-701.62)	590.78	722.82	-858.43	22.62	31.67	1.22
2	2.60	124.21 (150.82)	562.97	4580.75	1227.17	27.14	22.62	8.14
3	4.90	-178.05 (-357.05)	535.17	1166.25	-778.10	22.62	22.62	2.18

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	9.05	-619.32	0.00	945.21	2124.67	1.526
2	2.60	0.00	-106.29	321.02	0.00	0.00	3.020
3	4.90	4.52	361.62	0.00	472.61	2113.60	1.307

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 11 - SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	72.17 (465.84)	443.42	950.49	998.54	36.19	22.62	2.14
2	1.46	-449.67 (-469.86)	437.36	937.65	-1007.35	31.67	36.19	2.14
3	2.60	-348.99 (-469.86)	431.36	805.69	-877.60	22.62	31.67	1.87
4	3.74	112.51 (369.83)	425.37	1098.39	954.98	31.67	36.19	2.58
5	4.90	778.90 (778.90)	419.31	481.17	893.81	36.19	22.62	1.15

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	13.57	-795.28	0.00	1417.82	2095.33	1.783
2	1.46	9.05	-111.15	0.00	945.21	2094.12	8.504
3	2.60	4.52	287.18	0.00	472.61	2092.93	1.646
4	3.74	9.05	519.84	0.00	945.21	2091.73	1.818
5	4.90	13.57	610.61	0.00	1417.82	2090.53	2.322

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 11 - SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	-640.81 (-640.81)	402.53	438.84	-698.61	22.62	27.14	1.09
2	1.51	56.13 (258.46)	396.19	1647.73	1074.92	31.67	31.67	4.16
3	2.60	337.02 (357.31)	390.48	1016.50	930.16	31.67	27.14	2.60
4	3.69	287.86 (357.31)	384.76	1000.72	929.33	31.67	31.67	2.60
5	4.90	-152.23 (-415.40)	378.42	690.36	-757.83	22.62	27.14	1.82

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	9.05	744.07	0.00	945.21	2087.19	1.270
2	1.51	9.05	408.75	0.00	945.21	2085.92	2.312
3	2.60	0.00	106.21	297.30	0.00	0.00	2.799
4	3.69	9.05	-196.33	0.00	945.21	2083.65	4.814
5	4.90	9.05	-531.65	0.00	945.21	2082.38	1.778

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 11 - SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	-72.17 (-163.93)	823.80	5706.99	-1135.65	22.62	31.67	6.93
2	2.60	-18.45 (-83.36)	783.94	8149.58	-866.63	27.14	22.62	10.40
3	4.90	-640.81 (-640.81)	744.07	802.17	-690.84	22.62	22.62	1.08

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	9.05	185.37	0.00	945.21	2171.08	5.099
2	2.60	0.00	-131.15	351.40	0.00	0.00	2.679
3	4.90	4.52	-402.53	0.00	472.61	2155.20	1.174

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 11 - SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	-778.90 (-778.90)	611.37	662.93	-844.58	22.62	31.67	1.08
2	2.60	143.57 (179.78)	571.51	3926.16	1235.05	27.14	22.62	6.87
3	4.90	-152.23 (-339.55)	531.65	1249.57	-798.07	22.62	22.62	2.35

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	9.05	-680.95	0.00	945.21	2128.77	1.388
2	2.60	0.00	-128.70	322.19	0.00	0.00	2.503
3	4.90	4.52	378.42	0.00	472.61	2112.90	1.249

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 12 - SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	103.63 (473.15)	421.10	873.37	981.33	36.19	22.62	2.07
2	1.46	-399.56 (-426.33)	415.04	993.39	-1020.41	31.67	36.19	2.39
3	2.60	-332.61 (-426.33)	409.04	852.39	-888.40	22.62	31.67	2.08
4	3.74	76.77 (311.67)	403.05	1296.33	1002.41	31.67	36.19	3.22
5	4.90	701.62 (701.62)	396.99	509.28	900.08	36.19	22.62	1.28

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	13.57	-746.52	0.00	1417.82	2090.88	1.899
2	1.46	9.05	-125.78	0.00	945.21	2089.68	7.515
3	2.60	4.52	244.57	0.00	472.61	2088.48	1.932
4	3.74	9.05	474.55	0.00	945.21	2087.29	1.992
5	4.90	13.57	588.80	0.00	1417.82	2086.08	2.408

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 12 - SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	-594.98 (-594.98)	385.73	455.45	-702.52	22.62	27.14	1.18
2	1.51	72.38 (264.17)	379.39	1500.97	1045.12	31.67	31.67	3.96
3	2.60	333.16 (348.13)	373.68	992.33	924.48	31.67	27.14	2.66
4	3.69	270.13 (348.13)	367.96	976.07	923.47	31.67	31.67	2.65
5	4.90	-178.05 (-442.96)	361.62	601.61	-736.94	22.62	27.14	1.66

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	9.05	716.44	0.00	945.21	2083.84	1.319
2	1.51	9.05	387.46	0.00	945.21	2082.58	2.440
3	2.60	0.00	90.64	294.99	0.00	0.00	3.255
4	3.69	9.05	-206.19	0.00	945.21	2080.30	4.584
5	4.90	9.05	-535.17	0.00	945.21	2079.04	1.766

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 12 - SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	-103.63 (-203.70)	772.05	4718.28	-1244.87	22.62	31.67	6.11
2	2.60	-11.26 (-67.86)	744.25	8623.68	-786.33	27.14	22.62	11.59
3	4.90	-594.98 (-594.98)	716.44	843.91	-700.84	22.62	22.62	1.18

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	9.05	202.16	0.00	945.21	2160.77	4.675
2	2.60	0.00	-114.35	345.95	0.00	0.00	3.025
3	4.90	4.52	-385.73	0.00	472.61	2149.70	1.225

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 12 - SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.30	-701.62 (-701.62)	590.78	722.82	-858.43	22.62	31.67	1.22
2	2.60	124.21 (150.82)	562.97	4580.75	1227.17	27.14	22.62	8.14
3	4.90	-178.05 (-357.05)	535.17	1166.25	-778.10	22.62	22.62	2.18

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.30	9.05	-619.32	0.00	945.21	2124.67	1.526
2	2.60	0.00	-106.29	321.02	0.00	0.00	3.020
3	4.90	4.52	361.62	0.00	472.61	2113.60	1.307

Verifiche combinazioni SLE

Simbologia adottata ed unità di misura

N°	Indice sezione
X	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
M	Momento flettente, espresso in kNm
V	Taglio, espresso in kN
N	Sforzo normale, espresso in kN
A_{fi}	Area armatura inferiore, espressa in cmq
A_{fs}	Area armatura superiore, espressa in cmq
σ_{fi}	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore, espressa in kPa
σ_{fs}	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore, espressa in kPa
σ_c	Tensione nel calcestruzzo, espressa in kPa
τ_c	Tensione tangenziale nel calcestruzzo, espressa in kPa
A_{sw}	Area armature trasversali nella sezione, espressa in cmq

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione $B = 100$ cm
 Altezza sezione $H = 60.00$ cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A_{fi}	A_{fs}	σ_{fs}	σ_{fi}	σ_c
1	0.30	374.99	324.00	36.19	22.62	81969	171114	7152
2	1.46	-200.17	324.00	31.67	36.19	73201	44479	3750
3	2.60	-373.05	324.00	22.62	31.67	192477	83448	7403
4	3.74	-200.17	324.00	31.67	36.19	73201	44479	3750
5	4.90	374.99	324.00	36.19	22.62	81969	171114	7152

Verifiche taglio

N°	X	A_{sw}	V	τ_c
1	0.30	13.57	-684.91	-1465
2	1.46	9.05	-295.33	-632
3	2.60	4.52	12.98	28
4	3.74	9.05	325.00	695
5	4.90	13.57	684.91	1465

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione $B = 100$ cm
 Altezza sezione $H = 60.00$ cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A_{fi}	A_{fs}	σ_{fs}	σ_{fi}	σ_c
1	0.30	-355.17	286.66	22.62	27.14	215084	80896	7366
2	1.51	207.97	286.66	31.67	31.67	46076	92159	3993
3	2.60	371.44	286.66	31.67	27.14	79306	195754	7121
4	3.69	207.97	286.66	31.67	31.67	46076	92159	3993
5	4.90	-355.17	286.66	22.62	27.14	215084	80896	7366

Verifiche taglio

N°	X	A_{sw}	V	τ_c
1	0.30	9.05	631.83	1352
2	1.51	9.05	299.68	641
3	2.60	0.00	0.00	0
4	3.69	9.05	-299.68	-641
5	4.90	9.05	-631.83	-1352

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione $B = 100$ cm
 Altezza sezione $H = 60.00$ cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A_{fi}	A_{fs}	σ_{fs}	σ_{fi}	σ_c
1	0.30	-374.99	699.50	22.62	31.67	145330	92680	7765

2	2.60	-13.17	665.67	27.14	22.62	12878	16684	1138
3	4.90	-355.17	631.83	22.62	22.62	190236	92035	8017

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.30	9.05	325.35	696
2	2.60	0.00	-3.22	-7
3	4.90	4.52	-286.66	-613

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.30	-374.99	699.50	22.62	31.67	145330	92680	7765
2	2.60	-13.17	665.67	27.14	22.62	12878	16684	1138
3	4.90	-355.17	631.83	22.62	22.62	190236	92035	8017

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.30	9.05	-325.35	-696
2	2.60	0.00	3.22	7
3	4.90	4.52	286.66	613

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 14 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.30	393.36	338.77	36.19	22.62	85955	179626	7501
2	1.46	-210.82	338.77	31.67	36.19	77367	46793	3947
3	2.60	-392.39	338.77	22.62	31.67	202732	87720	7784
4	3.74	-210.82	338.77	31.67	36.19	77367	46793	3947
5	4.90	393.36	338.77	36.19	22.62	85955	179626	7501

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.30	13.57	-719.55	-1539
2	1.46	9.05	-310.23	-664
3	2.60	4.52	13.60	29
4	3.74	9.05	341.33	730
5	4.90	13.57	719.55	1539

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 14 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.30	-374.70	301.99	22.62	27.14	226978	85332	7771
2	1.51	219.97	301.99	31.67	31.67	48705	97629	4223
3	2.60	392.58	301.99	31.67	27.14	83793	207030	7525
4	3.69	219.97	301.99	31.67	31.67	48705	97629	4223
5	4.90	-374.70	301.99	22.62	27.14	226978	85332	7771

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.30	9.05	667.19	1427
2	1.51	9.05	316.46	677
3	2.60	0.00	0.00	0
4	3.69	9.05	-316.46	-677
5	4.90	9.05	-667.19	-1427

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 14 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.30	-393.36	734.86	22.62	31.67	152316	97242	8147
2	2.60	-14.78	701.03	27.14	22.62	13411	17719	1210
3	4.90	-374.70	667.19	22.62	22.62	200583	97107	8458

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.30	9.05	340.18	728
2	2.60	0.00	-3.47	-7
3	4.90	4.52	-301.99	-646

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 14 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.30	-393.36	734.86	22.62	31.67	152316	97242	8147
2	2.60	-14.78	701.03	27.14	22.62	13411	17719	1210
3	4.90	-374.70	667.19	22.62	22.62	200583	97107	8458

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.30	9.05	-340.18	-728
2	2.60	0.00	3.47	7
3	4.90	4.52	301.99	646

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 15 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.30	399.49	343.69	36.19	22.62	87283	182463	7617
2	1.46	-214.37	343.69	31.67	36.19	78756	47564	4013
3	2.60	-398.84	343.69	22.62	31.67	206151	89144	7912
4	3.74	-214.37	343.69	31.67	36.19	78756	47564	4013
5	4.90	399.49	343.69	36.19	22.62	87283	182463	7617

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.30	13.57	-731.10	-1564
2	1.46	9.05	-315.20	-674
3	2.60	4.52	13.81	30
4	3.74	9.05	346.77	742
5	4.90	13.57	731.10	1564

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 15 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.30	-381.21	307.10	22.62	27.14	230943	86810	7906
2	1.51	223.96	307.10	31.67	31.67	49582	99453	4299
3	2.60	399.62	307.10	31.67	27.14	85288	210788	7660
4	3.69	223.96	307.10	31.67	31.67	49582	99453	4299
5	4.90	-381.21	307.10	22.62	27.14	230943	86810	7906

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.30	9.05	678.98	1452
2	1.51	9.05	322.05	689
3	2.60	0.00	0.00	0
4	3.69	9.05	-322.05	-689
5	4.90	9.05	-678.98	-1452

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 15 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.30	-399.49	746.65	22.62	31.67	154645	98763	8274
2	2.60	-15.32	712.82	27.14	22.62	13588	18064	1234
3	4.90	-381.21	678.98	22.62	22.62	204032	98798	8605

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.30	9.05	345.12	738
2	2.60	0.00	-3.55	-8
3	4.90	4.52	-307.10	-657

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 15 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.30	-399.49	746.65	22.62	31.67	154645	98763	8274
2	2.60	-15.32	712.82	27.14	22.62	13588	18064	1234
3	4.90	-381.21	678.98	22.62	22.62	204032	98798	8605

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.30	9.05	-345.12	-738
2	2.60	0.00	3.55	8
3	4.90	4.52	307.10	657

Verifiche fessurazione

Simbologia adottata ed unità di misura

N°	Indice sezione
X_i	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
M_p	Momento, espresse in kNm
M_n	Momento, espresse in kNm
w_k	Ampiezza fessure, espresse in mm
w_{lim}	Apertura limite fessure, espresse in mm
s	Distanza media tra le fessure, espresse in mm
ϵ_{sm}	Deformazione nelle fessure, espresse in [%]

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	s_m	ϵ_{sm}
1	0.30	36.19	22.62	208.93	-198.12	374.99	0.17	0.30	153.08	0.063
2	1.46	31.67	36.19	207.13	-210.74	-200.17	0.00	0.30	0.00	0.000
3	2.60	22.62	31.67	197.30	-204.49	-373.05	0.23	0.30	187.56	0.072
4	3.74	31.67	36.19	207.13	-210.74	-200.17	0.00	0.30	0.00	0.000
5	4.90	36.19	22.62	208.93	-198.12	374.99	0.17	0.30	153.08	0.063

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	s_m	ϵ_{sm}
1	0.30	22.62	27.14	196.45	-200.05	-355.17	0.29	0.30	207.92	0.079
2	1.51	31.67	31.67	206.27	-206.27	207.97	0.05	0.30	166.17	0.018
3	2.60	31.67	27.14	205.39	-201.79	371.44	0.21	0.30	165.94	0.073
4	3.69	31.67	31.67	206.27	-206.27	207.97	0.05	0.30	166.17	0.018
5	4.90	22.62	27.14	196.45	-200.05	-355.17	0.29	0.30	207.92	0.079

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	s_m	ϵ_{sm}
1	0.30	22.62	31.67	197.30	-204.49	-374.99	0.14	0.30	187.56	0.043
2	2.60	27.14	22.62	200.05	-196.45	-13.17	0.00	0.30	0.00	0.000
3	4.90	22.62	22.62	195.59	-195.59	-355.17	0.23	0.30	237.02	0.055

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	s_m	ϵ_{sm}
1	0.30	22.62	31.67	197.30	-204.49	-374.99	0.14	0.30	187.56	0.043
2	2.60	27.14	22.62	200.05	-196.45	-13.17	0.00	0.30	0.00	0.000
3	4.90	22.62	22.62	195.59	-195.59	-355.17	0.23	0.30	237.02	0.055

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 14 - SLE (Frequente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	s_m	ϵ_{sm}
1	0.30	36.19	22.62	208.93	-198.12	393.36	0.18	0.40	153.08	0.068
2	1.46	31.67	36.19	207.13	-210.74	-210.82	0.04	0.40	172.49	0.015
3	2.60	22.62	31.67	197.30	-204.49	-392.39	0.25	0.40	187.56	0.078
4	3.74	31.67	36.19	207.13	-210.74	-210.82	0.04	0.40	172.49	0.015
5	4.90	36.19	22.62	208.93	-198.12	393.36	0.18	0.40	153.08	0.068

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 14 - SLE (Frequente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	s_m	ϵ_{sm}
1	0.30	22.62	27.14	196.45	-200.05	-374.70	0.31	0.40	207.92	0.086
2	1.51	31.67	31.67	206.27	-206.27	219.97	0.05	0.40	166.17	0.019
3	2.60	31.67	27.14	205.39	-201.79	392.58	0.23	0.40	165.94	0.080
4	3.69	31.67	31.67	206.27	-206.27	219.97	0.05	0.40	166.17	0.019
5	4.90	22.62	27.14	196.45	-200.05	-374.70	0.31	0.40	207.92	0.086

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 14 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.30	22.62	31.67	197.30	-204.49	-393.36	0.15	0.40	187.56	0.047
2	2.60	27.14	22.62	200.05	-196.45	-14.78	0.00	0.40	0.00	0.000
3	4.90	22.62	22.62	195.59	-195.59	-374.70	0.25	0.40	237.02	0.062

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 14 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.30	22.62	31.67	197.30	-204.49	-393.36	0.15	0.40	187.56	0.047
2	2.60	27.14	22.62	200.05	-196.45	-14.78	0.00	0.40	0.00	0.000
3	4.90	22.62	22.62	195.59	-195.59	-374.70	0.25	0.40	237.02	0.062

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 15 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.30	36.19	22.62	208.93	-198.12	399.49	0.19	100.00	153.08	0.070
2	1.46	31.67	36.19	207.13	-210.74	-214.37	0.04	100.00	172.49	0.015
3	2.60	22.62	31.67	197.30	-204.49	-398.84	0.26	100.00	187.56	0.080
4	3.74	31.67	36.19	207.13	-210.74	-214.37	0.04	100.00	172.49	0.015
5	4.90	36.19	22.62	208.93	-198.12	399.49	0.19	100.00	153.08	0.070

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 15 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.30	22.62	27.14	196.45	-200.05	-381.21	0.32	100.00	207.92	0.089
2	1.51	31.67	31.67	206.27	-206.27	223.96	0.05	100.00	166.17	0.019
3	2.60	31.67	27.14	205.39	-201.79	399.62	0.24	100.00	165.94	0.082
4	3.69	31.67	31.67	206.27	-206.27	223.96	0.05	100.00	166.17	0.019
5	4.90	22.62	27.14	196.45	-200.05	-381.21	0.32	100.00	207.92	0.089

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 15 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.30	22.62	31.67	197.30	-204.49	-399.49	0.16	100.00	187.56	0.049
2	2.60	27.14	22.62	200.05	-196.45	-15.32	0.00	100.00	0.00	0.000
3	4.90	22.62	22.62	195.59	-195.59	-381.21	0.26	100.00	237.02	0.064

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 15 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.30	22.62	31.67	197.30	-204.49	-399.49	0.16	100.00	187.56	0.049
2	2.60	27.14	22.62	200.05	-196.45	-15.32	0.00	100.00	0.00	0.000
3	4.90	22.62	22.62	195.59	-195.59	-381.21	0.26	100.00	237.02	0.064

Inviluppo spostamenti nodali

Inviluppo spostamenti fondazione

X [m]	u _{Xmin} [cm]	u _{Xmax} [cm]	u _{Ymin} [cm]	u _{Ymax} [cm]
0.30	-0.7417	0.7520	0.0204	0.7605
1.46	-0.7444	0.7495	0.1698	0.4769
2.60	-0.7469	0.7469	0.2682	0.3778
3.74	-0.7495	0.7444	0.1698	0.4769
4.83	-0.7520	0.7417	0.0204	0.7605

Inviluppo spostamenti trasverso

X [m]	u _{Xmin} [cm]	u _{Xmax} [cm]	u _{Ymin} [cm]	u _{Ymax} [cm]
0.30	-1.8844	1.8937	0.0341	0.7792
1.51	-1.8869	1.8913	0.3101	0.6735
2.60	-1.8891	1.8891	0.4800	0.7232
3.69	-1.8913	1.8869	0.3101	0.6735
4.90	-1.8937	1.8844	0.0341	0.7792

Inviluppo spostamenti piedritto sinistro

Y [m]	u _{Xmin} [cm]	u _{Xmax} [cm]	u _{Ymin} [cm]	u _{Ymax} [cm]
0.30	-0.7417	0.7520	0.0204	0.7605
2.60	-1.3473	1.3421	0.0275	0.7701
4.90	-1.8844	1.8937	0.0341	0.7792

Inviluppo spostamenti piedritto destro

Y [m]	u _{Xmin} [cm]	u _{Xmax} [cm]	u _{Ymin} [cm]	u _{Ymax} [cm]
0.30	-0.7520	0.7417	0.0204	0.7605
2.60	-1.3421	1.3473	0.0275	0.7701
4.90	-1.8937	1.8844	0.0341	0.7792

Inviluppo sollecitazioni nodali

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.30	-778.90	-72.17	-952.74	-588.80	324.00	447.78
1.46	-112.51	449.67	-503.67	-111.15	324.00	447.78
2.60	332.61	519.78	-259.82	287.18	324.00	447.78
3.74	-112.51	449.67	156.58	519.84	324.00	447.78
4.90	-778.90	-72.17	588.80	952.74	324.00	447.78

Inviluppo sollecitazioni trasverso

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.30	-640.81	-152.23	531.65	885.03	286.66	402.53
1.51	56.13	291.95	196.33	419.78	286.66	400.26
2.60	333.16	520.92	-106.21	106.21	286.66	400.26
3.69	56.13	291.95	-419.78	-196.33	286.66	400.26
4.90	-640.81	-152.23	-885.03	-531.65	286.66	402.53

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.30	-778.90	-72.17	185.37	680.95	590.78	973.00
2.60	-20.02	143.57	-131.15	128.70	562.97	929.02
4.90	-640.81	-152.23	-402.53	-286.66	531.65	885.03

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.30	-778.90	-72.17	-680.95	-185.37	590.78	973.00
2.60	-20.02	143.57	-128.70	131.15	562.97	929.02
4.90	-640.81	-152.23	286.66	402.53	531.65	885.03

Inviluppo pressioni terreno

Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	σ_{min} [kPa]	σ_{max} [kPa]
0.30	20	760
1.46	170	477
2.60	268	378
3.74	170	477
4.90	20	760

Inviluppo verifiche stato limite ultimo (SLU)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

X	A _{fi}	A _{fs}	CS
0.30	36.19	22.62	1.15
1.46	31.67	36.19	2.08
2.60	22.62	31.67	1.66
3.74	31.67	36.19	1.98
4.90	36.19	22.62	1.15

X	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
0.30	0.00	1417.82	2090.90	13.57
1.46	0.00	945.21	2090.90	9.05
2.60	0.00	472.61	2090.90	4.52
3.74	0.00	945.21	2090.90	9.05
4.90	0.00	1417.82	2090.90	13.57

Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

X	A _{fi}	A _{fs}	CS
0.30	22.62	27.14	1.09
1.51	31.67	31.67	1.71
2.60	31.67	27.14	1.62
3.69	31.67	31.67	1.71
4.90	22.62	27.14	1.09

X	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
0.30	0.00	945.21	2081.24	9.05
1.51	0.00	945.21	2081.24	9.05
2.60	294.85	0.00	0.00	0.00
3.69	0.00	945.21	2081.24	9.05
4.90	0.00	945.21	2081.24	9.05

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Y	A _{fi}	A _{fs}	CS
0.30	22.62	31.67	1.08
2.60	27.14	22.62	6.87
4.90	22.62	22.62	1.08

Y	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
0.30	0.00	945.21	2188.11	9.05
2.60	362.60	0.00	0.00	0.00
4.90	0.00	472.61	2170.59	4.52

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Y	A _{fi}	A _{fs}	CS
0.30	22.62	31.67	1.08
2.60	27.14	22.62	6.87
4.90	22.62	22.62	1.08

Y	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
0.30	0.00	945.21	2188.11	9.05
2.60	362.60	0.00	0.00	0.00
4.90	0.00	472.61	2170.59	4.52

Inviluppo verifiche stato limite esercizio (SLE)
Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

X	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
0.30	36.19	22.62	7617	182463	87283
1.46	31.67	36.19	4013	47564	78756
2.60	22.62	31.67	7912	89144	206151
3.74	31.67	36.19	4013	47564	78756
4.90	36.19	22.62	7617	182463	87283

X	τ _c	A _{sw}
0.30	-1564	13.57
1.46	-674	9.05
2.60	30	4.52
3.74	742	9.05
4.90	1564	13.57

Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

X	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
0.30	22.62	27.14	7906	86810	230943
1.51	31.67	31.67	4299	99453	49582
2.60	31.67	27.14	7660	210788	85288
3.69	31.67	31.67	4299	99453	49582
4.90	22.62	27.14	7906	86810	230943

X	τ _c	A _{sw}
---	----------------	-----------------

0.30	1452	9.05
1.51	689	9.05
2.60	0	0.00
3.69	-689	9.05
4.90	-1452	9.05

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Y	A _{fi}	A _{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.30	22.62	31.67	8274	98763	154645
2.60	27.14	22.62	1234	18064	13588
4.90	22.62	22.62	8605	98798	204032

Y	τ_c	A _{sw}
0.30	738	9.05
2.60	-8	0.00
4.90	-657	4.52

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Y	A _{fi}	A _{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.30	22.62	31.67	8274	98763	154645
2.60	27.14	22.62	1234	18064	13588
4.90	22.62	22.62	8605	98798	204032

Y	τ_c	A _{sw}
0.30	-738	9.05
2.60	8	0.00
4.90	657	4.52

Verifiche geotecniche

Simbologia adottata

IC	Indice della combinazione
N_c, N_q, N_γ	Fattori di capacità portante
N_c, N_q, N_γ	Fattori di capacità portante corretti per effetto forma, inclinazione del carico, affondamento, etc.
q_u	Portanza ultima del terreno, espressa in [kPa]
Q_u	Portanza ultima del terreno, espressa in [kN]/m
Q_y	Carico verticale al piano di posa, espressa in [kN]/m
FS	Fattore di sicurezza a carico limite

IC	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ	q_u	Q_u	Q_y	FS
1	46.12	33.30	37.15	149.65	66.37	74.05	28009	145644.35	1906.67	76.39
2	28.42	16.92	13.82	81.26	31.12	25.42	12649	65773.69	1466.67	44.85
3	46.12	33.30	37.15	149.65	66.37	74.05	28009	145644.35	2033.97	71.61
4	28.42	16.92	13.82	81.26	31.12	25.42	12649	65773.69	1575.11	41.76
5	46.12	33.30	37.15	67.43	34.72	13.09	9276	48236.25	1514.90	31.84
6	46.12	33.30	37.15	70.60	36.35	15.92	10191	52992.82	1418.44	37.36
7	46.12	33.30	37.15	67.43	34.72	13.09	9276	48236.25	1514.90	31.84
8	46.12	33.30	37.15	70.60	36.35	15.92	10191	52992.82	1418.44	37.36
9	46.12	33.30	37.15	67.43	34.72	13.09	9276	48236.25	1514.90	31.84
10	46.12	33.30	37.15	70.60	36.35	15.92	10191	52992.82	1418.44	37.36
11	46.12	33.30	37.15	67.43	34.72	13.09	9276	48236.25	1514.90	31.84
12	46.12	33.30	37.15	70.60	36.35	15.92	10191	52992.82	1418.44	37.36

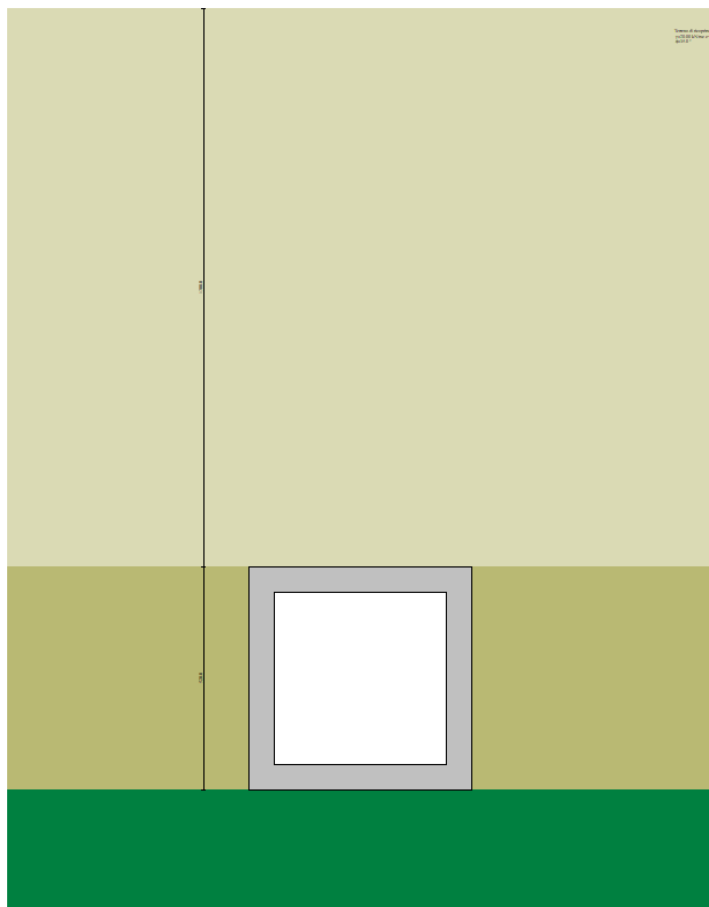


Figura 12 – Prerja terthore dhe gjeometria e tombinos

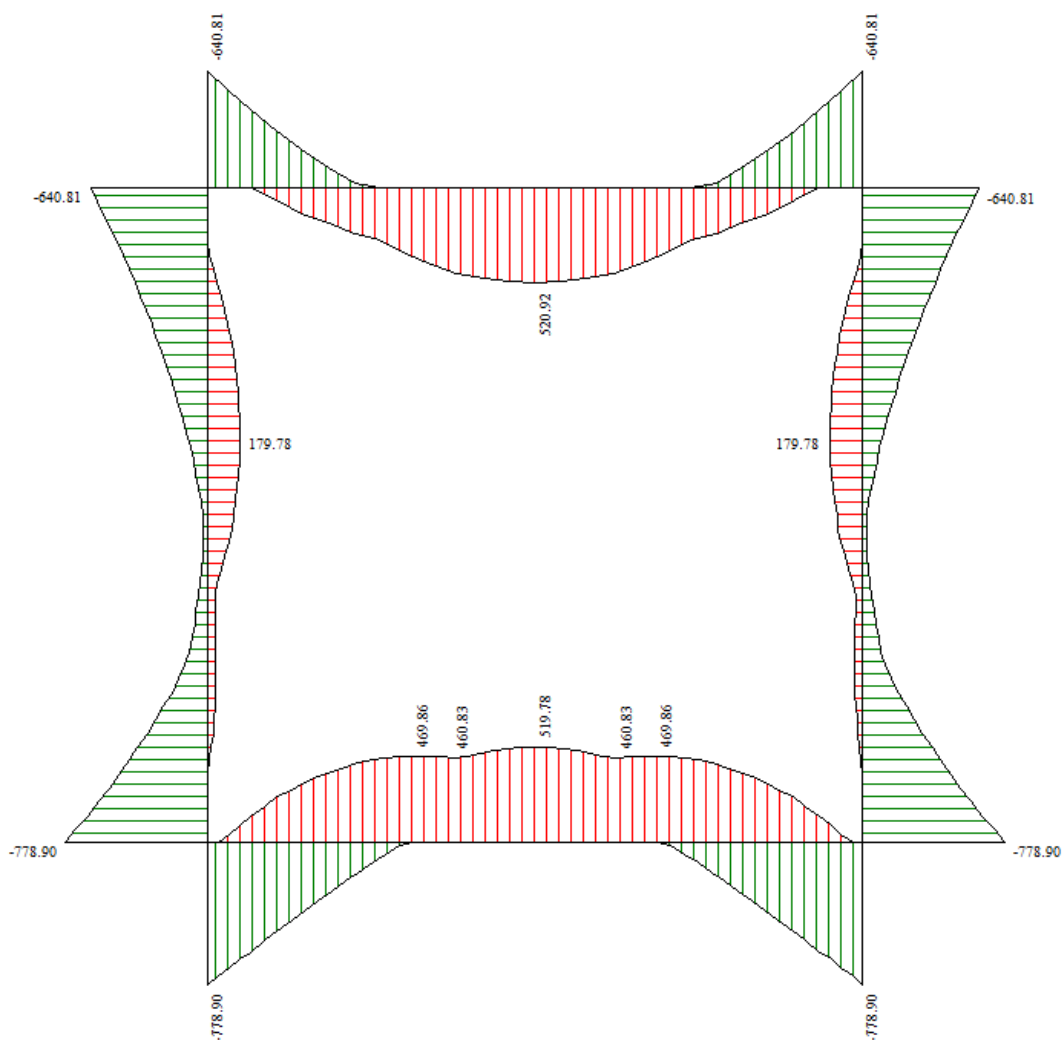


Figura 13 – Momenti përkulës neper muret e tombinos

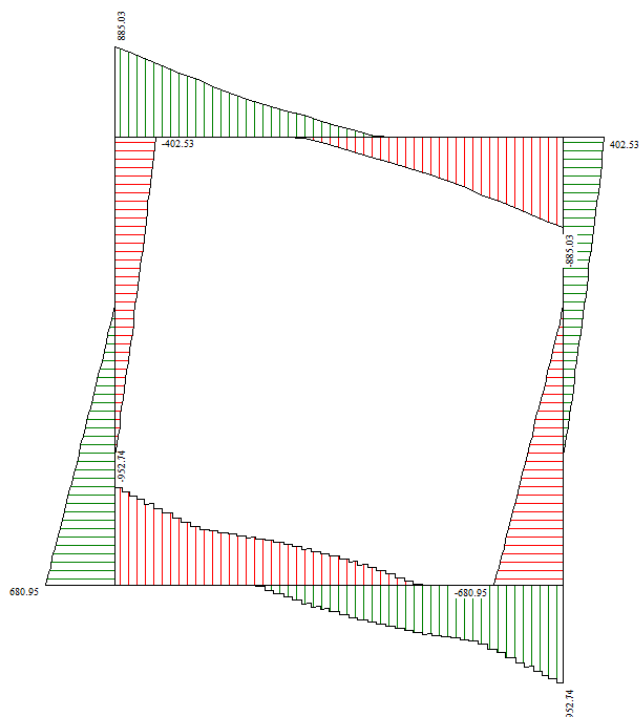


Figura 14 – Forca prerëse ne muret e tombinos

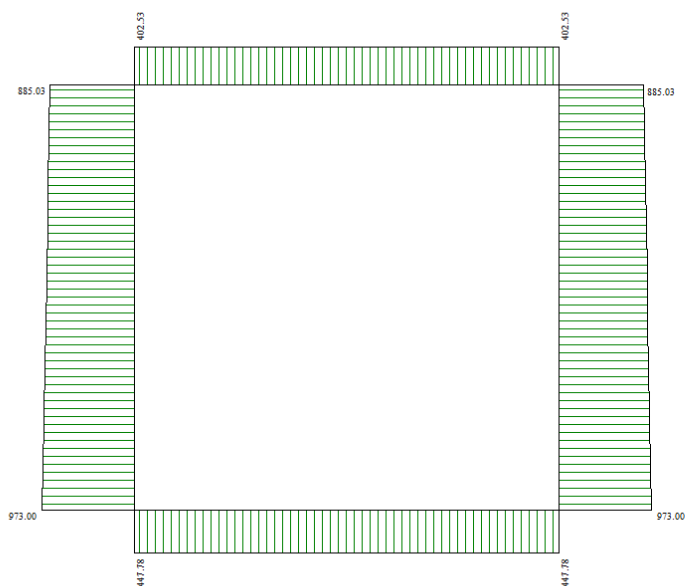


Figura 15 – Forca aksiale ne muret e tombinos

Moment capacity of slab section

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990-1-1:2002,)

h=0.600 m, Ø20/10.0 (31.40cm²/m)

Concrete-Steel class: C30/37-B500C (EC2 §3)

Environmental class : XC1 (EC2 §4.4.1)

 Concrete cover : C_{nom}=50 mm (EC2 §4.4.1)

 $\gamma_c=1.50, \gamma_s=1.15$ (EC2 Table 2.1N)

 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 30 / 1.50 = 17.00$ MPa (EC2 §3.1.6)

 $f_{yd}=f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1.15 = 435$ MPa (EC2 §3.2.7)

Dimensions and loads

 Slab thickness 0.600 m, reinforcement Ø20/10.0 (31.40cm²/m)

 Effective depth of cross section $d=h-d_1$, $d_1=C_{nom}+\varnothing/2=50+20/2=60$ mm, $d=600-60=540$ mm

Cross section moment capacity (EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)

(iterations:7). From internal force equilibrium we have:

 $\epsilon_c=3.50$ (o/o), $F_c=\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x$, $\alpha=0.810$, $x=99.3$ mm, $x/d=0.18$
 $F_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x = 0.001 \times 0.810 \times 17.00 \times 1000 \times 99.3 = -1366$ kN

 $\epsilon_s=15.54$ (o/o) $> 2.18 = \epsilon_y$, $F_s=A_s \cdot f_{yd} = 0.001 \times 3140 \times 435.0 = 1366$ kN

 $z=d-K_a \cdot x$, $K_a=0.416$, $z=540-0.416 \times 99.25=499$ mm

 Moment capacity of cross section $M_d=z \cdot F_s=0.499 \times 1366= 681.63$ kNm

Ultimate moment capacity of slab cross section $M_d= 681.63$ kNm/m
verifica sezione in c.a.
Verifica a taglio S2 60 V

$V_{ed,S1}=$	930.0	kN	Taglio agente verticale
$H_{cord,}=$	600	mm	altezza sezione di calcolo
$B_{cord,}=$	1000	mm	larghezza sezione di calcolo
$CLS=$	C30/37	-	classe del calcestruzzo
$f_{ck}=$	30.7	N/mm ²	resistenza caratteristica a compressione
$f_{cd}=$	17.4	N/mm ²	resistenza di progetto a compressione
$c=$	50	mm	copriferro
$n_{bar,}=$	10	-	numero barre longitudinali
$\Phi_{bar,}=$	20	mm	diametro barre longitudinali
$A_{bar,}=$	3142	mm ²	area barre longitudinali
$b_{st}=$	5	-	braccia delle staffe
$\Phi_{st}=$	12	mm	diametro staffe
$s=$	100	mm	passo staffe
$A_{st}=$	565	mm ²	area staffe
$d=$	528	mm	altezza utile sezione
$\rho_l=$	0.00595	-	rapporto geometrico armatura longitudinale

verifica sezione senza armatura:

$k=$	1.615	-	
$v_{min}=$	0.398	-	
$\sigma_{cp}=$	0.00	N/mm ²	tensione media di compressione nella sezione
$V_{Rd}=$	269.6	kN	è necessaria armatura a taglio!

verifica sezione con armatura:

$\alpha=$	90	°	angolo di inclinazione delle staffe
$\theta=$	40	°	inclinazione delle bielle compresse di cls
$f_{cd}=$	8.7	N/mm ²	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
$\alpha_c=$	1.000	-	coefficiente maggiorativo per compressione
$f_{yd}=$	391.3	N/mm ²	resistenza a snervamento dell'acciaio
$V_{Rsd}=$	1253.1	kN	taglio resistente relativo alle armature tese
$V_{Rcd}=$	2036.0	kN	taglio resistente relativo alle bielle compresse
$V_{Rd}=$	1253.1	kN	ok!

C.S. ($V_{Rd}/V_{ed,v}$)= 1.35

Llogaritjet e tipeve të tjera të tobinove kanë një procedure të ngjashme më këtë të treguar në këtë raport dhe janë shfaqur në filet përkatëse bashkëlidhur këtij raporti.

11. Llogaritja e perdeve me pilota

11.1. Llogaritja e perdeve me pilota

Ne kete segment, ne disa zona ku ka mure me gabion jane përdorur perde me pilota për te mbrojtur mbushjen nga erozioni nga lumi.

Pilotat Ø800/1.2m:

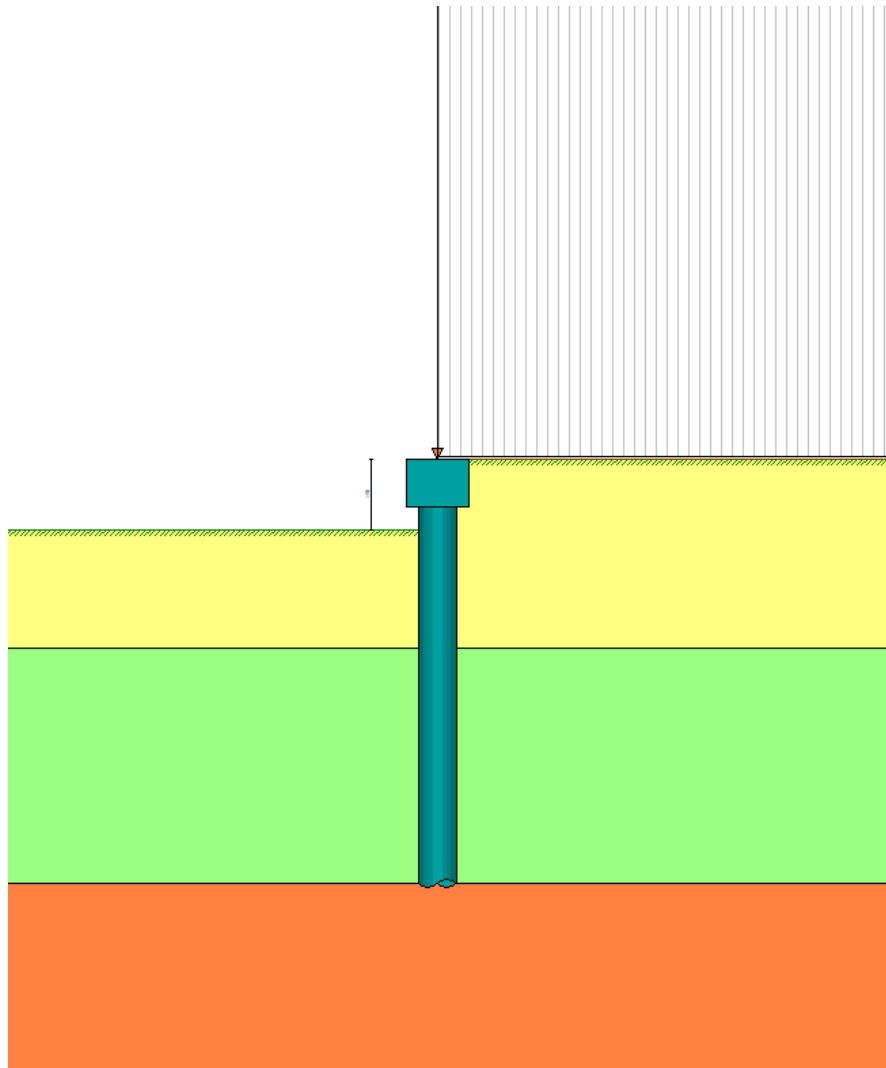


Figura 16 – Prerja tërthore e perdes se pilotave

Calcolo della profondità di infissione

Nel caso generale l'equilibrio della paratia è assicurato dal bilanciamento fra la spinta attiva agente da monte sulla parte fuori terra, la resistenza passiva che si sviluppa da valle verso monte nella zona interrata e la contropinta che agisce da monte verso valle nella zona interrata al di sotto del centro di rotazione.

Nel caso di paratia tirantata nell'equilibrio della struttura intervengono gli sforzi dei tiranti (diretti verso monte); in questo caso, se la paratia non è sufficientemente infissa, la contropinta sarà assente.

Pertanto il primo passo da compiere nella progettazione è il calcolo della profondità di infissione necessaria ad assicurare l'equilibrio fra i carichi agenti (spinta attiva, resistenza passiva, contropinta, tiro dei tiranti ed eventuali carichi esterni).

Nel calcolo classico delle paratie si suppone che essa sia infinitamente rigida e che possa subire una rotazione intorno ad un punto (*Centro di rotazione*) posto al di sotto della linea di fondo scavo (per paratie non tirantate).

Occorre pertanto costruire i diagrammi di spinta attiva e di spinta (resistenza) passiva agenti sulla paratia. A partire da questi si costruiscono i diagrammi risultanti.

Nella costruzione dei diagrammi risultanti si adotterà la seguente notazione:

K_{am}	diagramma della spinta attiva agente da monte
K_{av}	diagramma della spinta attiva agente da valle sulla parte interrata
K_{pm}	diagramma della spinta passiva agente da monte
K_{pv}	diagramma della spinta passiva agente da valle sulla parte interrata.

Calcolati i diagrammi suddetti si costruiscono i diagrammi risultanti

$$D_m = K_{pm} - K_{av} \quad \text{e} \quad D_v = K_{pv} - K_{am}$$

Questi diagrammi rappresentano i valori limiti delle pressioni agenti sulla paratia. La soluzione è ricercata per tentativi facendo variare la profondità di infissione e la posizione del centro di rotazione fino a quando non si raggiunge l'equilibrio sia alla traslazione che alla rotazione.

Per mettere in conto un fattore di sicurezza nel calcolo delle profondità di infissione

si può agire con tre modalità :

1. applicazione di un coefficiente moltiplicativo alla profondità di infissione strettamente necessaria per l'equilibrio
2. riduzione della spinta passiva tramite un coefficiente di sicurezza
3. riduzione delle caratteristiche del terreno tramite coefficienti di sicurezza su $\tan(\phi)$ e sulla coesione

Calcolo della spinte

Metodo di Culmann (metodo del cuneo di tentativo)

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb: cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea o spezzata (nel caso di terreno stratificato).

La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il valore della spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo).

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima nel caso di spinta attiva e minima nel caso di spinta passiva.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni si ricava il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

Per tenere conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di **Mononobe-Okabe** (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

Il metodo di Mononobe-Okabe considera nell'equilibrio del cuneo spingente la forza di inerzia dovuta al sisma. Indicando con W il peso del cuneo e con C il coefficiente di intensità sismica la forza di inerzia valutata come

$$F = W \cdot C$$

Indicando con S_1 la spinta calcolata in condizioni statiche e con S_s la spinta totale in condizioni sismiche l'incremento di spinta è ottenuto come

$$DS = S - S_s$$

L'incremento di spinta viene applicato a 1/2 dell'altezza della parete stessa (diagramma rettangolare).

Analisi ad elementi finiti

La paratia è considerata come una struttura a prevalente sviluppo lineare (si fa riferimento ad un metro di larghezza) con comportamento a trave. Come caratteristiche geometriche della sezione si assume il momento d'inerzia I e l'area A per metro lineare di larghezza della paratia. Il modulo elastico è quello del materiale utilizzato per la paratia.

La parte fuori terra della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza pari a circa 5 centimetri e più o meno costante per tutti gli elementi. La suddivisione è suggerita anche dalla eventuale presenza di tiranti, carichi e vincoli. Infatti questi elementi devono capitare in corrispondenza di un nodo. Nel caso di tirante è inserito un ulteriore elemento atto a schematizzarlo. Detta L la lunghezza libera del tirante, A_r l'area di armatura nel tirante ed E_s il modulo elastico dell'acciaio è inserito un elemento di lunghezza pari ad L , area A_r , inclinazione pari a quella del tirante e modulo elastico E_s . La parte interrata della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza, come visto sopra, pari a circa 5 centimetri.

I carichi agenti possono essere di tipo distribuito (spinta della terra, diagramma aggiuntivo di carico, spinta della falda, diagramma di spinta sismica) oppure concentrati. I carichi distribuiti sono riportati sempre come carichi concentrati nei nodi (sotto forma di reazioni di incastro perfetto cambiate di segno).

Schematizzazione del terreno

La modellazione del terreno si rifà al classico schema di Winkler. Esso è visto come un letto di molle indipendenti fra di loro reagenti solo a sforzo assiale di compressione. La rigidità della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (*costante di Winkler*). La costante di sottofondo, k , è definita come la pressione unitaria che occorre applicare per ottenere uno spostamento unitario. Dimensionalmente è espressa quindi come rapporto fra una pressione ed uno spostamento al cubo $[F/L^3]$. È evidente che i risultati sono tanto migliori quanto più è elevato il numero delle molle che schematizzano il terreno. Se (m è l'interasse fra le molle (in cm) e b è la larghezza della paratia in direzione longitudinale ($b=100$ cm) occorre ricavare l'area equivalente, A_m , della molla (a cui si assegna una lunghezza pari a 100 cm). Indicato con E_m il modulo elastico del materiale costituente la paratia (in Kg/cm^2), l'equivalenza, in termini di rigidità, si esprime come

$$A_m = 10000 \times \frac{k \Delta_m}{E_m}$$

Per le molle di estremità, in corrispondenza della linea di fondo scavo ed in corrispondenza dell'estremità inferiore della paratia, si assume una area equivalente dimezzata. Inoltre, tutte le molle hanno, ovviamente, rigidità flessionale e tagliente nulla e sono vincolate all'estremità alla traslazione. Quindi la matrice di rigidità di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidità degli elementi della paratia (elementi a rigidità flessionale, tagliente ed assiale), delle matrici di rigidità dei tiranti (solo rigidità assiale) e delle molle (rigidità assiale).

Modalità di analisi e comportamento elasto-plastico del terreno

A questo punto vediamo come è effettuata l'analisi. Un tipo di analisi molto semplice e veloce sarebbe l'analisi elastica (peraltro disponibile nel programma **PAC**). Ma si intuisce che considerare il terreno con un comportamento infinitamente elastico è una approssimazione alquanto grossolana. Occorre quindi introdurre qualche correttivo che meglio ci aiuti a modellare il terreno. Fra le varie soluzioni possibili una delle più praticabili e che fornisce risultati soddisfacenti è quella di considerare il terreno con comportamento elasto-plastico perfetto. Si assume cioè che la curva sforzi-deformazioni del terreno abbia andamento bilatero. Rimane da scegliere il criterio di plasticizzazione del terreno (molle). Si può fare riferimento ad un criterio di tipo cinematico: la resistenza della molla cresce con la deformazione fino a quando lo spostamento non raggiunge il valore X_{max} ; una volta superato tale spostamento limite non si ha più incremento di resistenza all'aumentare degli spostamenti. Un altro criterio può essere di tipo statico: si assume che la molla abbia una resistenza crescente fino al raggiungimento di una pressione p_{max} . Tale pressione p_{max} può essere imposta pari al valore della pressione passiva in corrispondenza della quota della molla. D'altronde un ulteriore criterio si può ottenere dalla

combinazione dei due descritti precedentemente: plasticizzazione o per raggiungimento dello spostamento limite o per raggiungimento della pressione passiva. Dal punto di vista strettamente numerico è chiaro che l'introduzione di criteri di plasticizzazione porta ad analisi di tipo non lineare (non linearità meccaniche). Questo comporta un aggravio computazionale non indifferente. L'entità di tale aggravio dipende poi dalla particolare tecnica adottata per la soluzione. Nel caso di analisi elastica lineare il problema si risolve immediatamente con la soluzione del sistema fondamentale (K matrice di rigidità, u vettore degli spostamenti nodali, p vettore dei carichi nodali)

$$Ku=p$$

Un sistema non lineare, invece, deve essere risolto mediante un'analisi al passo per tener conto della plasticizzazione delle molle. Quindi si procede per passi di carico, a partire da un carico iniziale p_0 , fino a raggiungere il carico totale p . Ogni volta che si incrementa il carico si controllano eventuali plasticizzazioni delle molle. Se si hanno nuove plasticizzazioni la matrice globale andrà riasssemblata escludendo il contributo delle molle plasticizzate. Il procedimento descritto se fosse applicato in questo modo sarebbe particolarmente gravoso (la fase di decomposizione della matrice di rigidità è particolarmente onerosa). Si ricorre pertanto a soluzioni più sofisticate che escludono il riasssemblaggio e la decomposizione della matrice, ma usano la matrice elastica iniziale (*metodo di Riks*). Senza addentrarci troppo nei dettagli diremo che si tratta di un metodo di Newton-Raphson modificato e ottimizzato. L'analisi condotta secondo questa tecnica offre dei vantaggi immediati. Essa restituisce l'effettiva deformazione della paratia e le relative sollecitazioni; dà informazioni dettagliate circa la deformazione e la pressione sul terreno. Infatti la deformazione è direttamente leggibile, mentre la pressione sarà data dallo sforzo nella molla diviso per l'area di influenza della molla stessa. Sappiamo quindi quale è la zona di terreno effettivamente plasticizzato. Inoltre dalle deformazioni ci si può rendere conto di un possibile meccanismo di rottura del terreno.

Analisi per fasi di scavo

L'analisi della paratia per fasi di scavo consente di ottenere informazioni dettagliate sullo stato di sollecitazione e deformazione dell'opera durante la fase di realizzazione. In ogni fase lo stato di sollecitazione e di deformazione dipende dalla 'storia' dello scavo (soprattutto nel caso di paratie tirantate o vincolate).

Definite le varie altezze di scavo (in funzione della posizione di tiranti, vincoli, o altro) si procede per ogni fase al calcolo delle spinte inserendo gli elementi (tiranti, vincoli o carichi) attivi per quella fase, tenendo conto delle deformazioni dello stato precedente. Ad esempio, se sono presenti dei tiranti passivi si inserirà nell'analisi della fase la 'molla' che lo rappresenta. Indicando con u ed u_0 gli spostamenti nella fase attuale e nella fase precedente, con s ed s_0 gli sforzi nella fase attuale e nella fase precedente e con K la matrice di rigidità della 'struttura' la relazione sforzi-deformazione è esprimibile nella forma

$$s=s_0+K(u-u_0)$$

In sostanza analizzare la paratia per fasi di scavo oppure 'direttamente' porta a risultati abbastanza diversi sia per quanto riguarda lo stato di deformazione e sollecitazione dell'opera sia per quanto riguarda il tiro dei tiranti.

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso paratia+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 1.10.

È usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento è supposta circolare.

In particolare il programma esamina, per un dato centro 3 cerchi differenti: un cerchio passante per la linea di fondo scavo, un cerchio passante per il piede della paratia ed un cerchio passante per il punto medio della parte interrata. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità della paratia. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left(\frac{c b_i}{\cos \alpha_i} + [W_i \cos \alpha_i - u_i] \tan \phi_i \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre u ed l rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l = b_i / \cos \alpha_i$). Quindi, assunto un cerchio di tentativo si suddivide in n strisce e dalla formula precedente si ricava η . Questo procedimento è eseguito per il numero di centri prefissato e è assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

Geometria paratia

Tipo paratia: Paratia di pali

Altezza fuori terra	1.50	[m]
Profondità di infissione	7.50	[m]
Altezza totale della paratia	9.00	[m]
Lunghezza paratia	20.00	[m]
Numero di file di pali	1	
Interasse fra i pali della fila	1.20	[m]
Diametro dei pali	80.00	[cm]
Numero totale di pali	17	
Numero di pali per metro lineare	0.85	

Descrizione terreni
Simbologia adottata

n°	numero d'ordine
Descrizione	Descrizione del terreno
γ	peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_{sat}	peso di volume saturo del terreno espresso [kN/mc]
ϕ	angolo d'attrito interno del terreno espresso in [°]
δ	angolo d'attrito terreno/paratia espresso in [°]
c	coesione del terreno espressa in [kPa]

N°	Descrizione	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	c
		[kN/mc]	[kN/mc]	[°]	[°]	[kPa]
1	Cakell	20.000	21.000	35.00	23.00	0.0
2	Terreno 1	20.000	21.000	33.00	22.00	0.0
3	Terreno 2	21.000	22.000	35.00	22.00	0.0

Descrizione stratigrafia
Simbologia adottata

n°	numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia
sp	spessore dello strato in corrispondenza dell'asse della paratia espresso in [m]
kw	costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
α	inclinazione dello strato espressa in GRADI(°) (M: strato di monte V: strato di valle)
Terreno	Terreno associato allo strato (M: strato di monte V: strato di valle)

N°	sp	α_M	α_V	K _{WM}	K _{WV}	Terreno M	Terreno V
	[m]	[°]	[°]	[kg/cm ² /cm]	[kg/cm ² /cm]		
1	4.00	0.00	0.00	0.93	0.93	Cakell	Cakell
2	5.00	0.00	0.00	2.74	2.74	Terreno 1	Terreno 1
3	10.00	0.00	0.00	6.62	6.62	Terreno 2	Terreno 2

Impostazioni di analisi
Analisi per Combinazioni di Carico.

Rottura del terreno: Pressione passiva

Influenza δ (angolo di attrito terreno-paratia): Nel calcolo del coefficiente di spinta attiva Ka e nell'inclinazione della spinta attiva (non viene considerato per la spinta passiva)

Stabilità globale: Metodo di Fellenius

Impostazioni analisi sismica
Combinazioni/Fase

	SLU	SLE
Accelerazione al suolo [m/s ²]	2.000	0.000
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale F ₀	2.430	2.430
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante T _c *	0.370	0.370
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.000	1.000
Tipo di sottosuolo	B	
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S _s)	1.200	1.200
Coefficiente di riduzione per tipo di sottosuolo (α)	1.000	1.000
Spostamento massimo senza riduzione di resistenza U _s [m]	0.040	0.040
Coefficiente di riduzione per spostamento massimo (β)	0.642	0.642
Prodotto $\alpha \beta$	0.642 > 0.2	
Coefficiente di intensità sismica (percento)	15.701	0.000
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale (kv)	0.50	

Influenza sisma nella spinta attiva da monte
 Forma diagramma incremento sismico : Rettangolare

Forze agenti sulla paratia

Tutte le forze si intendono positive se dirette da monte verso valle. Esse sono riferite ad un metro di larghezza della paratia. Le Y hanno come origine la testa della paratia, e sono espresse in [m]

Simbologia adottata

n°	Indice della Combinazione/Fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Pa	Spinta attiva, espressa in [kN]
Is	Incremento sismico della spinta, espressa in [kN]
Pw	Spinta della falda, espressa in [kN]
Pp	Resistenza passiva, espressa in [kN]
Pc	Controspinta, espressa in [kN]

n°	Tipo	Pa	Y _{Pa}	Is	Y _{Is}	Pw	Y _{Pw}	Pp	Y _{Pp}	Pc	Y _{Pc}
		[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[m]
1	SLU - STR	81.69	0.93	--	--	--	--	-142.69	4.00	61.01	8.12
2	SLU - GEO	90.62	1.04	--	--	--	--	-178.60	4.59	87.98	8.24
3	SLV - GEO	94.57	2.09	93.44	0.75	--	--	-511.51	5.99	323.50	8.64
4	SLV - GEO	96.08	1.91	65.78	0.75	--	--	-384.56	5.53	222.69	8.50
5	SLE - Rara	62.84	0.93	--	--	--	--	-109.77	4.00	46.93	8.12
6	SLE - Frequente	62.84	0.93	--	--	--	--	-109.77	4.00	46.93	8.12
7	SLE - Quasi permanente	62.84	0.93	--	--	--	--	-109.77	4.00	46.93	8.12

Simbologia adottata

n°	Indice della Combinazione/Fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Rc	Risultante carichi esterni applicati, espressa in [kN]
Rt	Risultante delle reazioni dei tiranti (componente orizzontale), espressa in [kN]
Rv	Risultante delle reazioni dei vincoli, espressa in [kN]
Rp	Risultante delle reazioni dei puntoni, espressa in [kN]

n°	Tipo	Rc	Y _{Rc}	Rt	Y _{Rt}	Rv	Y _{Rv}	Rp	Y _{Rp}
		[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[m]
1	SLU - STR	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	SLU - GEO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	SLV - GEO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	SLV - GEO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	SLE - Rara	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	SLE - Frequente	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	SLE - Quasi permanente	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Valori massimi e minimi sollecitazioni per metro di paratia

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa espressa in [m]
M	momento flettente massimo e minimo espresso in [kNm]
N	sforzo normale massimo e minimo espresso in [kN] (positivo di compressione)
T	taglio massimo e minimo espresso in [kN]

n°	Tipo	M	Y _M	T	Y _T	N	Y _N	
		[kNm]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	
1	SLU - STR	193.35	4.25	81.69	2.05	393.28	9.00	MAX
		0.00	0.00	-61.01	6.40	0.00	0.00	MIN
2	SLU - GEO	249.86	4.70	90.62	2.40	324.28	9.00	MAX
		0.00	0.00	-87.98	6.75	0.00	0.00	MIN
3	SLV - GEO	593.28	5.70	177.57	2.65	324.28	9.00	MAX
		0.00	9.00	-325.31	7.90	0.00	0.00	MIN
4	SLV - GEO	482.57	5.45	151.38	2.65	324.28	9.00	MAX
		0.00	0.00	-225.24	7.45	0.00	0.00	MIN
5	SLE - Rara	148.73	4.25	62.84	2.05	324.28	9.00	MAX
		0.00	0.00	-46.93	6.40	0.00	0.00	MIN
6	SLE - Frequente	148.73	4.25	62.84	2.05	324.28	9.00	MAX
		0.00	0.00	-46.93	6.40	0.00	0.00	MIN
7	SLE - Quasi permanente	148.73	4.25	62.84	2.05	324.28	9.00	MAX
		0.00	0.00	-46.93	6.40	0.00	0.00	MIN

Spostamenti massimi e minimi della paratia

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
U	spostamento orizzontale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso valle
V	spostamento verticale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso il basso

n°	Tipo	U	Yu	V	Yv	
		[cm]	[m]	[cm]	[m]	
1	SLU - STR	1.0767	0.00	0.0232	0.00	MAX
		-0.1694	9.00	0.0000	0.00	MIN
2	SLU - GEO	1.7677	0.00	0.0186	0.00	MAX
		-0.2863	9.00	0.0000	0.00	MIN
3	SLV - GEO	19.2889	0.00	0.0186	0.00	MAX
		-2.2450	9.00	0.0000	0.00	MIN
4	SLV - GEO	7.4607	0.00	0.0186	0.00	MAX
		-1.0946	9.00	0.0000	0.00	MIN
5	SLE - Rara	0.8282	0.00	0.0186	0.00	MAX
		-0.1303	9.00	0.0000	0.00	MIN
6	SLE - Frequente	0.8282	0.00	0.0186	0.00	MAX
		-0.1303	9.00	0.0000	0.00	MIN
7	SLE - Quasi permanente	0.8282	0.00	0.0186	0.00	MAX
		-0.1303	9.00	0.0000	0.00	MIN

Stabilità globale

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
(Xc; Yc)	Coordinate centro cerchio superficie di scorrimento, espresse in [m]
R	Raggio cerchio superficie di scorrimento, espresso in [m]
(Xv; Yv)	Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a valle, espresse in [m]
(Xm; Ym)	Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a monte, espresse in [m]
FS	Coefficiente di sicurezza

Numero di cerchi analizzati 100

n°	Tipo	Xc, Yc	R	Xv, Yv	Xm, Ym	FS
		[m]	[m]	[m]	[m]	
2	SLU - GEO	-0.90; 0.90	9.94	-10.56; -1.46	9.01; 0.00	1.251
3	SLV - GEO	-0.90; 1.80	10.84	-11.23; -1.47	9.79; 0.00	1.388
4	SLV - GEO	-0.90; 1.80	10.84	-11.23; -1.47	9.79; 0.00	1.372

Verifica a flessione

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine della sezione
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa espressa in [m]
Ar	area di armatura del palo espressa in [cmq]
M	momento flettente agente sul palo espresso in [kNm]
N	sforzo normale agente sul palo espresso in [kN] (positivo di compressione)
Mu	momento ultimo di riferimento espresso in [kNm]
Nu	sforzo normale ultimo di riferimento espresso in [kN]
FS	coefficiente di sicurezza (rapporto fra la sollecitazione ultima e la sollecitazione di esercizio)

n° - Tipo	Y	Ar	M	N	Mu	Nu	FS
	[m]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	
4 - SLV - GEO	5.65	62.83	697.90	340.22	818.80	399.15	1.173

Verifica a taglio

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine della sezione
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa, espressa in [m]
Asw	area dell'armatura trasversale, espressa in [cmq]
s	interasse tra due armature trasversali consecutive, espressa in [cm]
Ved	taglio agente sul palo, espresso in [kN]
Vrd	taglio resistente, espresso in [kN]
FS	coefficiente di sicurezza (rapporto tra Vrd/ Ved)

La verifica a taglio del palo è stata eseguita considerando una sezione quadrata equivalente di lato B = 68.28 cm

n° - Tipo	Y	Asw	s	Ved	Vrd	FS
	[m]	[cmq]	[cm]	[kN]	[kN]	
4 - SLV - GEO	7.90	1.57	15.00	-382.71	638.06	1.667

Verifica tensioni

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine della sezione
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa espressa in [m]
Af	area di armatura espressa in [cmq]
σ_c	tensione nel calcestruzzo espressa in [kPa]
σ_f	tensione nell'acciaio espressa in [kPa]

Af	σ_c	cmb	σ_f	cmb
[cmq]	[kPa]		[kPa]	
62.83	4823	7	82053	5

Verifica fessurazione

Simbologia adottata

Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Oggetto	Muro/Paratia
Y	Ordinata sezione, espresso in [m]
M	Momento agente, espresso in [kNm]
Mr	Momento prima fessurazione, espresso in [kNm]
s	Distanza media tra le fessure, espressa in [mm]
ϵ_{sm}	Deformazione nelle fessure, espressa in [%]
Wlim	Apertura limite fessure, espressa in [mm]
Wk	Ampiezza fessure, espressa in [mm]

Oggetto	n° - Tipo	Y	M	Mr	s	ϵ_{sm}	Wlim	Wk
		[m]	[kNm]	[kNm]	[mm]	[%]	[mm]	[mm]
Paratia	7 - SLE - Quasi permanente	4.20	174.85	132.75	221.909	0.0159	0.300	0.060

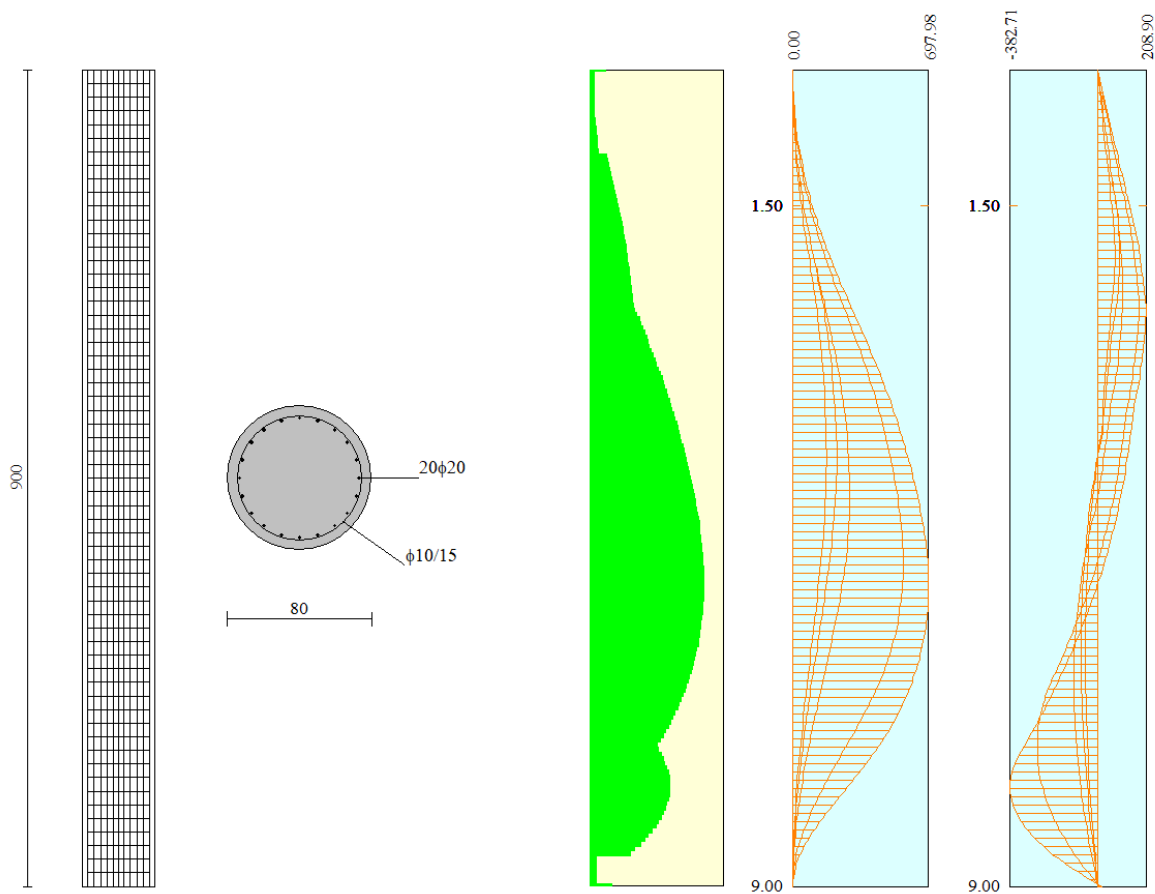


Figura 17 – Armimi i pilotes

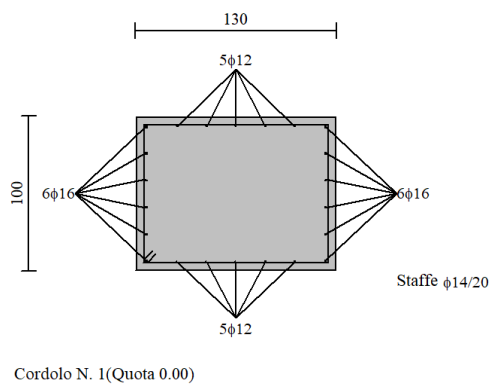


Figura 18 – Armimi i traut te pilotave

Pilotat Ø1000/1.5m:

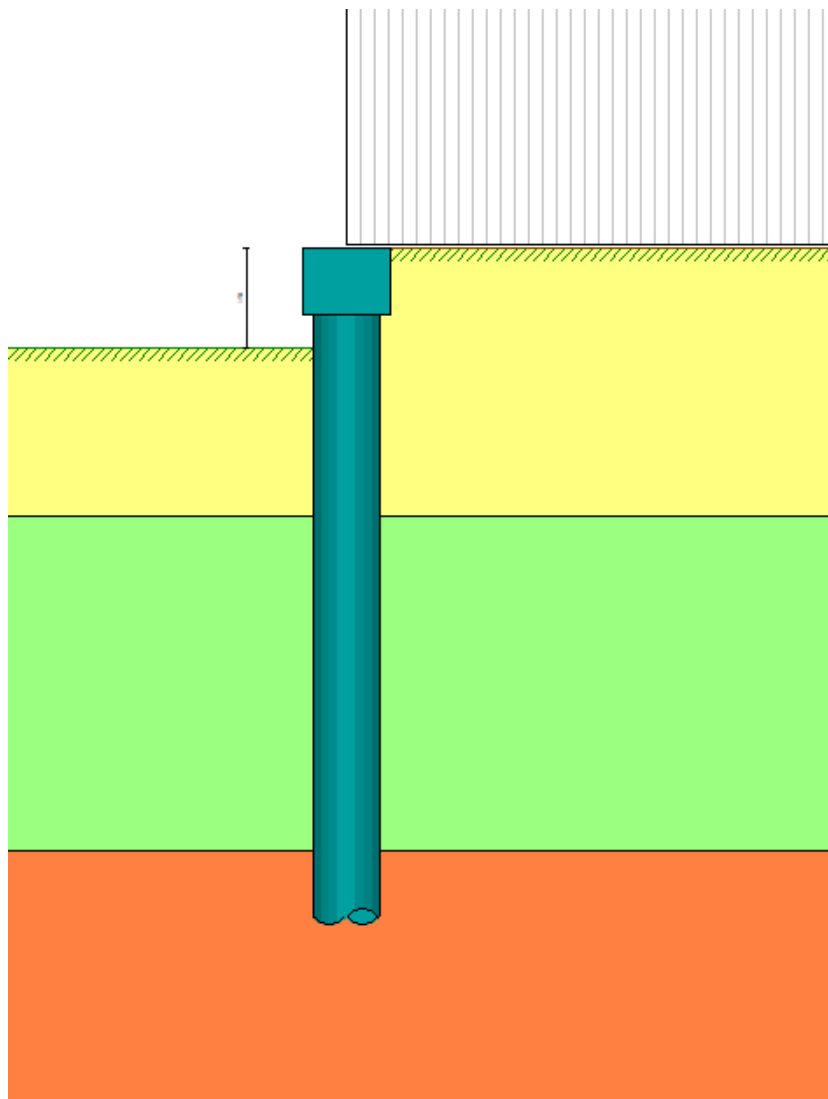


Figura 19 – Forca prerëse ne muret e tombinos

Calcolo della profondità di infissione

Nel caso generale l'equilibrio della paratia è assicurato dal bilanciamento fra la spinta attiva agente da monte sulla parte fuori terra, la resistenza passiva che si sviluppa da valle verso monte nella zona interrata e la controspinta che agisce da monte verso valle nella zona interrata al di sotto del centro di rotazione.

Nel caso di paratia tirantata nell'equilibrio della struttura intervengono gli sforzi dei tiranti (diretti verso monte); in questo caso, se la paratia non è sufficientemente infissa, la controspinta sarà assente.

Pertanto il primo passo da compiere nella progettazione è il calcolo della profondità di infissione necessaria ad assicurare l'equilibrio fra i carichi agenti (spinta attiva, resistenza passiva, controspinta, tiro dei tiranti ed eventuali carichi esterni).

Nel calcolo classico delle paratie si suppone che essa sia infinitamente rigida e che possa subire una rotazione intorno ad un punto (*Centro di rotazione*) posto al di sotto della linea di fondo scavo (per paratie non tirantate).

Occorre pertanto costruire i diagrammi di spinta attiva e di spinta (resistenza) passiva agenti sulla paratia. A partire da questi si costruiscono i diagrammi risultanti.

Nella costruzione dei diagrammi risultanti si adotterà la seguente notazione:

K_{am}	diagramma della spinta attiva agente da monte
K_{av}	diagramma della spinta attiva agente da valle sulla parte interrata
K_{pm}	diagramma della spinta passiva agente da monte
K_{pV}	diagramma della spinta passiva agente da valle sulla parte interrata.

Calcolati i diagrammi suddetti si costruiscono i diagrammi risultanti

$$D_m = K_{pm} \cdot K_{av} \quad \text{e} \quad D_v = K_{pV} \cdot K_{am}$$

Questi diagrammi rappresentano i valori limiti delle pressioni agenti sulla paratia. La soluzione è ricercata per tentativi facendo variare la profondità di infissione e la posizione del centro di rotazione fino a quando non si raggiunge l'equilibrio sia alla traslazione che alla rotazione.

Per mettere in conto un fattore di sicurezza nel calcolo delle profondità di infissione si può agire con tre modalità :

1. applicazione di un coefficiente moltiplicativo alla profondità di infissione strettamente necessaria per l'equilibrio
2. riduzione della spinta passiva tramite un coefficiente di sicurezza
3. riduzione delle caratteristiche del terreno tramite coefficienti di sicurezza su $\tan(\phi)$ e sulla coesione

Calcolo della spinte

Metodo di Culmann (metodo del cuneo di tentativo)

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb: cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea o spezzata (nel caso di terreno stratificato).

La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il valore della spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo).

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima nel caso di spinta attiva e minima nel caso di spinta passiva.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni si ricava il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

Per tenere conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di **Mononobe-Okabe** (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

Il metodo di Mononobe-Okabe considera nell'equilibrio del cuneo spingente la forza di inerzia dovuta al sisma. Indicando con W il peso del cuneo e con C il coefficiente di intensità sismica la forza di inerzia valutata come

$$F_i = W \cdot C$$

Indicando con S la spinta calcolata in condizioni statiche e con S_s la spinta totale in condizioni sismiche l'incremento di spinta è ottenuto come

$$DS = S - S_s$$

L'incremento di spinta viene applicato a 1/2 dell'altezza della parete stessa (diagramma rettangolare).

Analisi ad elementi finiti

La paratia è considerata come una struttura a prevalente sviluppo lineare (si fa riferimento ad un metro di larghezza) con comportamento a trave. Come caratteristiche geometriche della sezione si assume il momento d'inerzia I e l'area A per metro lineare di larghezza della paratia. Il modulo elastico è quello del materiale utilizzato per la paratia.

La parte fuori terra della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza pari a circa 5 centimetri e più o meno costante per tutti gli elementi. La suddivisione è suggerita anche dalla eventuale presenza di tiranti, carichi e vincoli. Infatti questi elementi devono capitare in corrispondenza di un nodo. Nel caso di tirante è inserito un ulteriore elemento atto a schematizzarlo. Detta L la lunghezza libera del tirante, A_t l'area di armatura nel tirante ed E_s il modulo elastico dell'acciaio è inserito un elemento di lunghezza pari ad L , area A_t , inclinazione pari a quella del tirante e modulo elastico E_s . La parte interrata della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza, come visto sopra, pari a circa 5 centimetri.

I carichi agenti possono essere di tipo distribuito (spinta della terra, diagramma aggiuntivo di carico, spinta della falda, diagramma di spinta sismica) oppure concentrati. I carichi distribuiti sono riportati sempre come carichi concentrati nei nodi (sotto forma di reazioni di incastro perfetto cambiate di segno).

Schematizzazione del terreno

La modellazione del terreno si rifà al classico schema di Winkler. Esso è visto come un letto di molle indipendenti fra di loro reagenti solo a sforzo assiale di compressione. La rigidità della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (*costante di Winkler*). La costante di sottofondo, k , è definita come la pressione unitaria che occorre applicare per ottenere uno spostamento unitario. Dimensionalmente è espressa quindi come rapporto fra una pressione ed uno spostamento al cubo $[F/L^3]$. È evidente che i risultati sono tanto migliori quanto più è elevato il numero delle molle che schematizzano il terreno. Se (m è l'interasse fra le molle (in cm) e b è la larghezza della paratia in direzione longitudinale ($b=100$ cm) occorre ricavare l'area equivalente, A_m , della molla (a cui si assegna una lunghezza pari a 100 cm). Indicando con E_m il modulo elastico del materiale costituente la paratia (in Kg/cm^2), l'equivalenza, in termini di rigidità, si esprime come

$$A_m = 10000 \times \frac{k \Delta_m}{E_m}$$

Per le molle di estremità, in corrispondenza della linea di fondo scavo ed in corrispondenza dell'estremità inferiore della paratia, si assume una area equivalente dimezzata. Inoltre, tutte le molle hanno, ovviamente, rigidità flessionale e tagliente nulla e sono vincolate all'estremità alla traslazione. Quindi la matrice di rigidità di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidità degli elementi della paratia (elementi a rigidità flessionale, tagliente ed assiale), delle matrici di rigidità dei tiranti (solo rigidità assiale) e delle molle (rigidità assiale).

Modalità di analisi e comportamento elasto-plastico del terreno

A questo punto vediamo come è effettuata l'analisi. Un tipo di analisi molto semplice e veloce sarebbe l'analisi elastica (peraltro disponibile nel programma **PAC**). Ma si intuisce che considerare il terreno con un comportamento infinitamente elastico è una approssimazione alquanto grossolana. Occorre quindi introdurre qualche correttivo che meglio ci aiuti a modellare il terreno. Fra le varie soluzioni possibili una delle più praticabili e che fornisce risultati soddisfacenti è quella di considerare il terreno con comportamento elasto-plastico perfetto. Si assume cioè che la curva sforzi-deformazioni del terreno abbia andamento bilatero. Rimane da scegliere il criterio di plasticizzazione del terreno (molle). Si può fare riferimento ad un criterio di tipo cinematico: la resistenza della molla cresce con la deformazione fino a quando lo spostamento non raggiunge il valore X_{max} ; una volta superato tale spostamento limite non si ha più incremento di resistenza all'aumentare degli spostamenti. Un altro criterio può essere di tipo statico: si assume che la molla abbia una resistenza crescente fino al raggiungimento di una pressione p_{max} . Tale pressione p_{max} può essere imposta pari al valore della pressione passiva in corrispondenza della quota della molla. D'altronde un ulteriore criterio si può ottenere dalla combinazione dei due descritti precedentemente: plasticizzazione o per raggiungimento dello spostamento limite o per raggiungimento della pressione passiva. Dal punto di vista strettamente numerico è chiaro che l'introduzione di criteri di plasticizzazione porta ad analisi di tipo non lineare (non linearità meccaniche). Questo comporta un aggravio computazionale non indifferente. L'entità di tale aggravio dipende poi dalla particolare tecnica adottata per la soluzione. Nel caso di analisi elastica lineare il problema si risolve immediatamente con la soluzione del sistema fondamentale (K matrice di rigidità, u vettore degli spostamenti nodali, p vettore dei carichi nodali)

$$Ku=p$$

Un sistema non lineare, invece, deve essere risolto mediante un'analisi al passo per tener conto della plasticizzazione delle molle. Quindi si procede per passi di carico, a partire da un carico iniziale p_0 , fino a raggiungere il carico totale p . Ogni volta che si incrementa il carico si controllano eventuali plasticizzazioni delle molle. Se si hanno nuove plasticizzazioni la matrice globale andrà riasssemblata escludendo il contributo delle molle plasticizzate. Il procedimento descritto se fosse applicato in questo modo sarebbe particolarmente

gravoso (la fase di decomposizione della matrice di rigidità è particolarmente onerosa). Si ricorre pertanto a soluzioni più sofisticate che escludono il riassetto e la decomposizione della matrice, ma usano la matrice elastica iniziale (*metodo di Riks*).

Senza addentrarci troppo nei dettagli diremo che si tratta di un metodo di Newton-Raphson modificato e ottimizzato. L'analisi condotta secondo questa tecnica offre dei vantaggi immediati. Essa restituisce l'effettiva deformazione della paratia e le relative sollecitazioni; dà informazioni dettagliate circa la deformazione e la pressione sul terreno. Infatti la deformazione è direttamente leggibile, mentre la pressione sarà data dallo sforzo nella molla diviso per l'area di influenza della molla stessa. Sappiamo quindi quale è la zona di terreno effettivamente plasticizzato. Inoltre dalle deformazioni ci si può rendere conto di un possibile meccanismo di rottura del terreno.

Analisi per fasi di scavo

L'analisi della paratia per fasi di scavo consente di ottenere informazioni dettagliate sullo stato di sollecitazione e deformazione dell'opera durante la fase di realizzazione. In ogni fase lo stato di sollecitazione e di deformazione dipende dalla 'storia' dello scavo (soprattutto nel caso di paratie tirantate o vincolate).

Definite le varie altezze di scavo (in funzione della posizione di tiranti, vincoli, o altro) si procede per ogni fase al calcolo delle spinte inserendo gli elementi (tiranti, vincoli o carichi) attivi per quella fase, tenendo conto delle deformazioni dello stato precedente. Ad esempio, se sono presenti dei tiranti passivi si inserirà nell'analisi della fase la 'molla' che lo rappresenta. Indicando con u ed u_0 gli spostamenti nella fase attuale e nella fase precedente, con s ed s_0 gli sforzi nella fase attuale e nella fase precedente e con K la matrice di rigidità della 'struttura' la relazione sforzi-deformazione è esprimibile nella forma

$$s = s_0 + K(u - u_0)$$

In sostanza analizzare la paratia per fasi di scavo oppure 'direttamente' porta a risultati abbastanza diversi sia per quanto riguarda lo stato di deformazione e sollecitazione dell'opera sia per quanto riguarda il tiro dei tiranti.

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso paratia+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 1.10.

È usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento è supposta circolare.

In particolare il programma esamina, per un dato centro 3 cerchi differenti: un cerchio passante per la linea di fondo scavo, un cerchio passante per il piede della paratia ed un cerchio passante per il punto medio della parte interrata. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità della paratia. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + [W_i \cos \alpha_i - u_i l_i] \tan \phi_i \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i / \cos \alpha_i$).

Quindi, assunto un cerchio di tentativo si suddivide in n strisce e dalla formula precedente si ricava η . Questo procedimento è eseguito per il numero di centri prefissato e è assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

Geometria paratia

Tipo paratia: **Paratia di pali**

Altezza fuori terra	1.50	[m]
Profondità di infissione	8.50	[m]
Altezza totale della paratia	10.00	[m]
Lunghezza paratia	20.00	[m]

Numero di file di pali	1	
Intersasse fra i pali della fila	1.50	[m]
Diametro dei pali	100.00	[cm]
Numero totale di pali	13	
Numero di pali per metro lineare	0.65	

Descrizione terreni

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine
Descrizione	Descrizione del terreno
γ	peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_{sat}	peso di volume saturo del terreno espresso [kN/mc]
ϕ	angolo d'attrito interno del terreno espresso in [°]
δ	angolo d'attrito terreno/paratia espresso in [°]
c	coesione del terreno espressa in [kPa]

N°	Descrizione	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	c
		[kN/mc]	[kN/mc]	[°]	[°]	[kPa]
1	Cakell	20.000	21.000	35.00	23.00	0.0
2	Terreno 1	20.000	21.000	33.00	22.00	0.0
3	Terreno 2	21.000	22.000	35.00	22.00	0.0

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia
sp	spessore dello strato in corrispondenza dell'asse della paratia espresso in [m]
kw	costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
α	inclinazione dello strato espressa in GRADI(°) (M: strato di monte V: strato di valle)
Terreno	Terreno associato allo strato (M: strato di monte V: strato di valle)

N°	sp	α_M	α_V	K _{wM}	K _{wV}	Terreno M	Terreno V
	[m]	[°]	[°]	[kg/cm ² /cm]	[kg/cm ² /cm]		
1	4.00	0.00	0.00	0.93	0.93	Cakell	Cakell
2	5.00	0.00	0.00	2.74	2.74	Terreno 1	Terreno 1
3	10.00	0.00	0.00	6.62	6.62	Terreno 2	Terreno 2

Impostazioni di analisi

Analisi per Combinazioni di Carico.

Rottura del terreno: Pressione passiva

Influenza δ (angolo di attrito terreno-paratia): Nel calcolo del coefficiente di spinta attiva Ka e nell'inclinazione della spinta attiva (non viene considerato per la spinta passiva)

Stabilità globale: Metodo di Fellenius

Impostazioni analisi sismica

Combinazioni/Fase

	SLU	SLE
Accelerazione al suolo [m/s ²]	3.000	0.000
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale F ₀	2.430	2.430
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante T _c *	0.370	0.370
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.000	1.000
Tipo di sottosuolo	B	
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S _s)	1.103	1.200
Coefficiente di riduzione per tipo di sottosuolo (α)	1.000	1.000
Spostamento massimo senza riduzione di resistenza U _s [m]	0.040	0.040
Coefficiente di riduzione per spostamento massimo (β)	0.642	0.642
Prodotto $\alpha \beta$	0.642 > 0.2	
Coefficiente di intensità sismica (percento)	21.643	0.000
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale (kv)	0.50	

Influenza sisma nella spinta attiva da monte

Forma diagramma incremento sismico : Rettangolare

Forze agenti sulla paratia

Tutte le forze si intendono positive se dirette da monte verso valle. Esse sono riferite ad un metro di larghezza della paratia. Le Y hanno come origine la testa della paratia, e sono espresse in [m]

Simbologia adottata

n°	Indice della Combinazione/Fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Pa	Spinta attiva, espressa in [kN]
Is	Incremento sismico della spinta, espressa in [kN]
Pw	Spinta della falda, espressa in [kN]

Pp Resistenza passiva, espressa in [kN]
Pc Controspinta, espressa in [kN]

n°	Tipo	Pa	Y _{Pa}	Is	Y _{Is}	Pw	Y _{Pw}	Pp	Y _{Pp}	Pc	Y _{Pc}
		[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[m]
1	SLU - STR	81.69	0.93	--	--	--	--	-136.83	4.31	55.14	9.31
2	SLU - GEO	90.62	1.04	--	--	--	--	-160.21	4.64	69.59	9.34
3	SLV - GEO	103.98	2.77	136.80	0.75	--	--	-500.47	5.72	259.69	9.52
4	SLV - GEO	106.23	2.56	102.91	0.75	--	--	-397.17	5.36	188.03	9.47
5	SLE - Rara	62.84	0.93	--	--	--	--	-105.25	4.31	42.42	9.31
6	SLE - Frequente	62.84	0.93	--	--	--	--	-105.25	4.31	42.42	9.31
7	SLE - Quasi permanente	62.84	0.93	--	--	--	--	-105.25	4.31	42.42	9.31

Simbologia adottata

n° Indice della Combinazione/Fase
Tipo Tipo della Combinazione/Fase
Rc Risultante carichi esterni applicati, espressa in [kN]
Rt Risultante delle reazioni dei tiranti (componente orizzontale), espressa in [kN]
Rv Risultante delle reazioni dei vincoli, espressa in [kN]
Rp Risultante delle reazioni dei puntoni, espressa in [kN]

n°	Tipo	Rc	Y _{Rc}	Rt	Y _{Rt}	Rv	Y _{Rv}	Rp	Y _{Rp}
		[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[m]
1	SLU - STR	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	SLU - GEO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	SLV - GEO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	SLV - GEO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	SLE - Rara	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	SLE - Frequente	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	SLE - Quasi permanente	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Valori massimi e minimi sollecitazioni per metro di paratia

Simbologia adottata

n° Indice della combinazione/fase
Tipo Tipo della combinazione/fase
Y ordinata della sezione rispetto alla testa espressa in [m]
M momento flettente massimo e minimo espresso in [kNm]
N sforzo normale massimo e minimo espresso in [kN] (positivo di compressione)
T taglio massimo e minimo espresso in [kN]

n°	Tipo	M	Y _M	T	Y _T	N	Y _N	
		[kNm]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	
1	SLU - STR	211.41	4.60	81.69	2.05	125.16	10.00	MAX
		0.00	0.00	-55.14	7.40	0.00	0.00	MIN
2	SLU - GEO	259.29	4.75	90.62	2.40	125.16	10.00	MAX
		0.00	0.00	-69.59	7.50	0.00	0.00	MIN
3	SLV - GEO	735.02	5.70	220.87	2.65	125.16	10.00	MAX
		0.00	0.00	-264.22	8.30	0.00	0.00	MIN
4	SLV - GEO	600.26	5.45	189.23	2.65	125.16	10.00	MAX
		0.00	0.00	-193.27	8.05	0.00	0.00	MIN
5	SLE - Rara	162.63	4.60	62.84	2.05	125.16	10.00	MAX
		0.00	10.00	-42.42	7.40	0.00	0.00	MIN
6	SLE - Frequente	162.63	4.60	62.84	2.05	125.16	10.00	MAX
		0.00	10.00	-42.42	7.40	0.00	0.00	MIN
7	SLE - Quasi permanente	162.63	4.60	62.84	2.05	125.16	10.00	MAX
		0.00	10.00	-42.42	7.40	0.00	0.00	MIN

Spostamenti massimi e minimi della paratia

Simbologia adottata

n° Indice della combinazione/fase
Tipo Tipo della combinazione/fase
Y ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
U spostamento orizzontale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso valle
V spostamento verticale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso il basso

n°	Tipo	U	Y _U	V	Y _V	
		[cm]	[m]	[cm]	[m]	
1	SLU - STR	0.7126	0.00	0.0038	0.00	MAX
		-0.0814	10.00	0.0000	0.00	MIN
2	SLU - GEO	0.9129	0.00	0.0038	0.00	MAX
		-0.1061	10.00	0.0000	0.00	MIN
3	SLV - GEO	4.6741	0.00	0.0038	0.00	MAX
		-0.5329	10.00	0.0000	0.00	MIN

n°	Tipo	U	Y _u	V	Y _v	
		[cm]	[m]	[cm]	[m]	
4	SLV - GEO	3.0121	0.00	0.0038	0.00	MAX
		-0.3486	10.00	0.0000	0.00	MIN
5	SLE - Rara	0.5481	0.00	0.0038	0.00	MAX
		-0.0626	10.00	0.0000	0.00	MIN
6	SLE - Frequente	0.5481	0.00	0.0038	0.00	MAX
		-0.0626	10.00	0.0000	0.00	MIN
7	SLE - Quasi permanente	0.5481	0.00	0.0038	0.00	MAX
		-0.0626	10.00	0.0000	0.00	MIN

Stabilità globale

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
(X _c ; Y _c)	Coordinate centro cerchio superficie di scorrimento, espresse in [m]
R	Raggio cerchio superficie di scorrimento, espresso in [m]
(X _v ; Y _v)	Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a valle, espresse in [m]
(X _m ; Y _m)	Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a monte, espresse in [m]
FS	Coefficiente di sicurezza

Numero di cerchi analizzati 100

n°	Tipo	X _c , Y _c	R	X _v , Y _v	X _m , Y _m	FS
		[m]	[m]	[m]	[m]	
2	SLU - GEO	0.00; 4.00	14.00	-12.88; -1.48	13.42; 0.00	1.309
3	SLV - GEO	0.00; 6.00	16.00	-14.14; -1.49	14.84; 0.00	1.353
4	SLV - GEO	0.00; 6.00	16.00	-14.14; -1.49	14.84; 0.00	1.321

Verifica a flessione

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine della sezione
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa espressa in [m]
A _r	area di armatura del palo espressa in [cmq]
M	momento flettente agente sul palo espresso in [kNm]
N	sforzo normale agente sul palo espresso in [kN] (positivo di compressione)
M _u	momento ultimo di riferimento espresso in [kNm]
N _u	sforzo normale ultimo di riferimento espresso in [kN]
FS	coefficiente di sicurezza (rapporto fra la sollecitazione ultima e la sollecitazione di esercizio)

n° - Tipo	Y	A _r	M	N	M _u	N _u	FS
	[m]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	
4 - SLV - GEO	5.70	78.54	1130.79	109.76	1301.95	126.37	1.151

Verifica a taglio

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine della sezione
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa, espressa in [m]
A _{sw}	area dell'armatura trasversale, espressa in [cmq]
s	interasse tra due armature trasversali consecutive, espressa in [cm]
V _{Ed}	taglio agente sul palo, espresso in [kN]
V _{Rd}	taglio resistente, espresso in [kN]
FS	coefficiente di sicurezza (rapporto tra V _{Rd} / V _{Ed})

La verifica a taglio del palo è stata eseguita considerando una sezione quadrata equivalente di lato B = 85.36 cm

n° - Tipo	Y	A _{sw}	s	V _{Ed}	V _{Rd}	FS
	[m]	[cmq]	[cm]	[kN]	[kN]	
4 - SLV - GEO	8.30	1.57	15.00	-406.49	812.94	2.000

Verifica tensioni

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine della sezione
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa espressa in [m]
A _r	area di armatura espressa in [cmq]
σ _c	tensione nel calcestruzzo espressa in [kPa]
σ _t	tensione nell'acciaio espressa in [kPa]

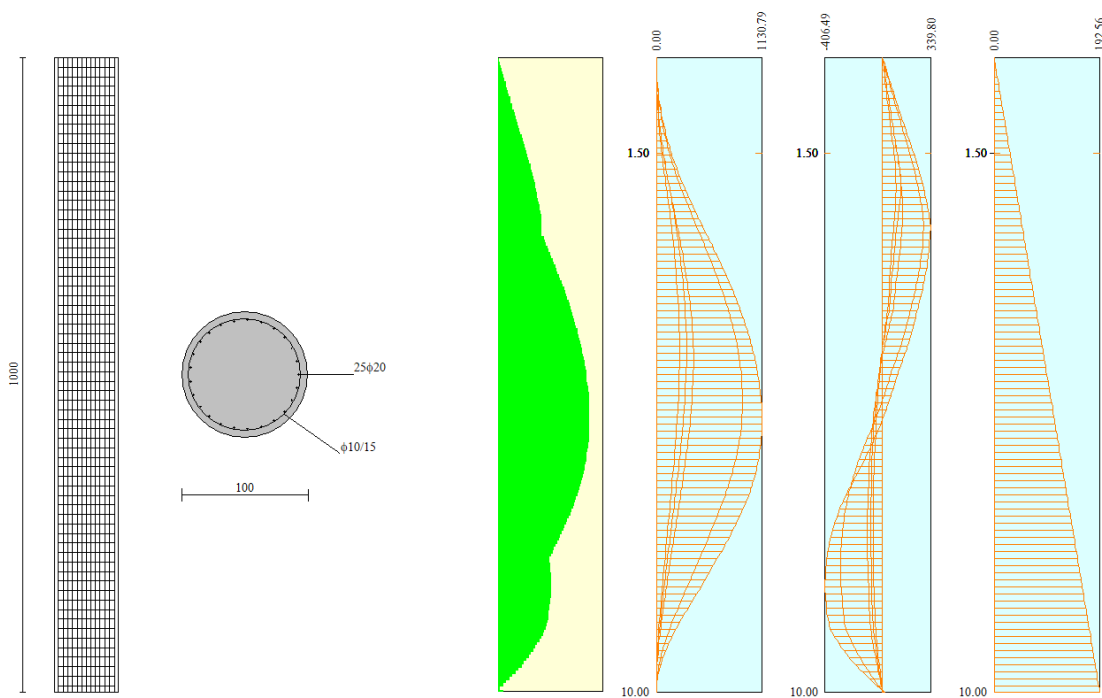
A _r	σ _c	cmb	σ _t	cmb
[cmq]	[kPa]		[kPa]	
78.54	3833	7	108063	5

Verifica fessurazione

Simbologia adottata

Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Oggetto	Muro/Paratia
Y	Ordinata sezione, espresso in [m]
M	Momento agente, espresso in [kNm]
Mr	Momento prima fessurazione, espresso in [kNm]
s	Distanza media tra le fessure, espressa in [mm]
ε _{sm}	Deformazione nelle fessure, espressa in [%]
W _{lim}	Apertura limite fessure, espressa in [mm]
W _k	Ampiezza fessure, espressa in [mm]

Oggetto	n° - Tipo	Y	M	Mr	s	ε _{sm}	W _{lim}	W _k
		[m]	[kNm]	[kNm]	[mm]	[%]	[mm]	[mm]
Paratia	6 - SLE - Frequente	4.60	250.19	280.71	0.000	0.0000	0.400	0.000


Figura 20 – Armimi i pilotave

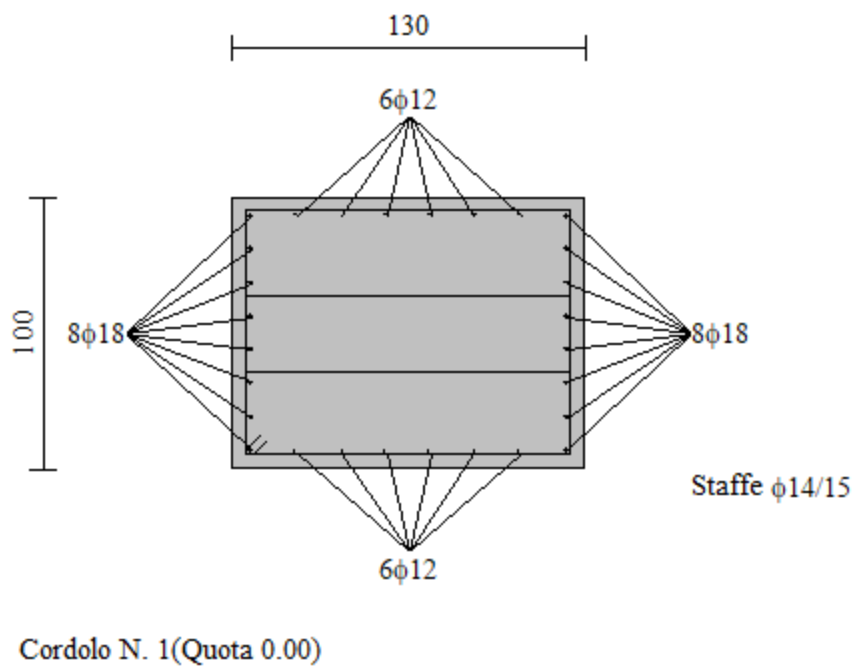
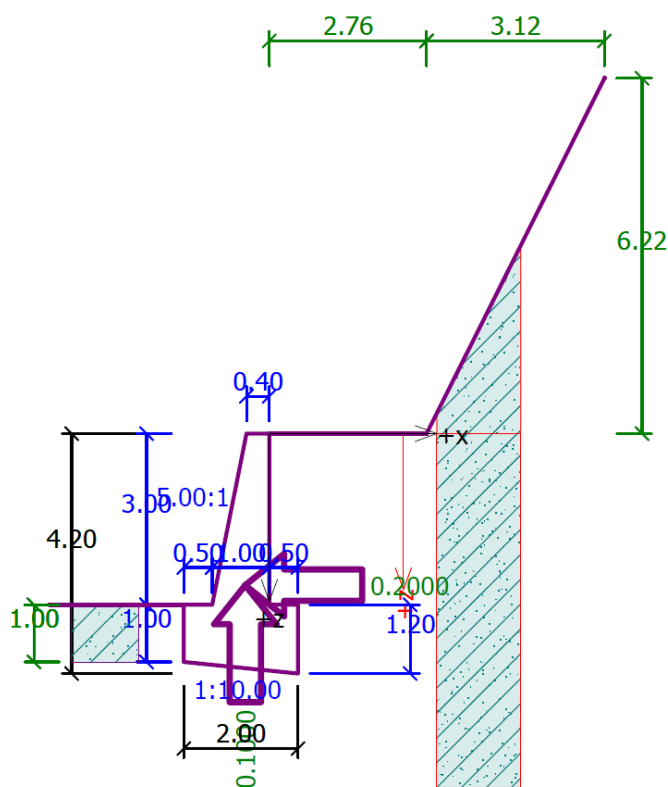


Figura 21 – Armimi i traut te pilotave

12. KONTROLLI I MUREVE MBAJTES ME GRAVITET

Muret mbajtëse me gravitet te përdorura ne kete segment te projektit jane 3 tipe 1.5m, 2m dhe 3m. Ata jane përdorur për mure pritëse. Muret jane llogaritur për kombinim statik dhe sizmik. Llogaritjet e mureve jane treguar ne raportet përkatëse. Me poshtë tregohen llogaritjet e njërit prej mureve me te ngarkuar:

12.1. Muri me gravitet 3m me sizmike pozitive



Settings

Standard - EN 1997 - DA2

Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)

Coefficients EN 1992-1-1 : standard

Masonry (stone) wall : EN 1996-1-1 (EC6)

Wall analysis

Active earth pressure calculation : Coulomb

Passive earth pressure calculation : Caquot-Kerisel

Earthquake analysis : Mononobe-Okabe

Shape of earth wedge : Calculate as skew

Allowable eccentricity : 0.333

Verification methodology : according to EN 1997

Design approach : 2 - reduction of actions and resistances

Partial factors on actions (A)			
Seismic design situation			
		Unfavourable	Favourable
Permanent actions :	$\gamma_G =$	1.00 [-]	1.00 [-]

Partial factors on actions (A)			
Seismic design situation			
Variable actions :	$\gamma_Q =$	1.00 [-]	0.00 [-]
Water load :	$\gamma_w =$	1.00 [-]	
Partial factors for resistances (R)			
Seismic design situation			
Partial factor on overturning :	$\gamma_{Re} =$	1.00 [-]	
Partial factor on sliding resistance :	$\gamma_{Rh} =$	1.00 [-]	
Partial factor on bearing capacity :	$\gamma_{Rv} =$	1.00 [-]	

Material of structure

Unit weight $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992-1-1 (EC2).

Concrete : C 20/25

Cylinder compressive strength $f_{ck} = 20.00 \text{ MPa}$

Tensile strength $f_{ctm} = 2.20 \text{ MPa}$

Longitudinal steel : B500

Yield strength $f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$

Geometry of structure

No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	3.00
3	0.50	3.00
4	0.50	4.20
5	-1.50	4.00
6	-1.50	3.00
7	-1.00	3.00
8	-0.40	0.00

The origin [0,0] is located at the most upper right point of the wall.

Wall section area = 4.30 m^2 .

Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Cakell		35.00	0.00	20.00	11.00	21.00

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

Soil parameters

Cakell

Unit weight : $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 35.00^\circ$

Cohesion of soil : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$

Angle of friction struc.-soil : $\delta = 21.00^\circ$
 Soil : cohesionless
 Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	-	Cakell	

Foundation

Type of foundation : soil from geological profile

Terrain profile

No.	Coordinate x [m]	Depth z [m]
1	0.00	0.00
2	2.76	0.00
3	5.88	-6.22
4	6.88	-6.22

Origin [0,0] is located in upper right edge of construction.
 Positive coordinate +z has downward direction.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure: passive

Soil on front face of the structure - Cakell

Angle of friction struc.-soil $\delta = 0.00^\circ$

Soil thickness in front of structure $h = 1.00 \text{ m}$

Terrain in front of structure is flat.

Earthquake

Factor of horizontal acceleration $K_h = 0.2000$

Factor of vertical acceleration $K_v = 0.1000$

Water below the GWT is restricted.

Settings of the stage of construction

Design situation : seismic

Verification No. 1

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. overtur.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Weight - wall	0.00	-1.35	103.20	1.08	1.000	1.000	1.000
Earthq.- constr.	20.64	-1.35	-10.32	1.08	1.000	1.000	1.000
FF resistance	-36.92	-0.33	0.00	0.00	1.000	1.000	1.000

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. overtur.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Earthq.- face	4.07	-0.67	0.00	0.00	1.000	1.000	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-1.32	4.80	1.67	1.000	1.000	1.000
Earthquake - soil wedge	0.96	-1.32	-0.48	1.67	1.000	1.000	1.000
Active pressure	79.77	-0.86	55.92	1.85	1.000	1.000	1.000
Earthq.- act.pressure	24.34	-2.55	17.58	1.65	1.000	1.000	1.000

Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment $M_{res} = 239.89$ kNm/m

Overturning moment $M_{ovr} = 150.48$ kNm/m

Wall for overturning is **SATISFACTORY**

Check for slip

Resisting horizontal force $H_{res} = 125.40$ kN/m

Active horizontal force $H_{act} = 75.42$ kN/m

Wall for slip is **SATISFACTORY**

Overall check - WALL is **SATISFACTORY**

Maximum stress in footing bottom : 179.36 kPa

Bearing capacity of foundation soil

Design load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	81.29	179.09	74.58	0.253	179.36

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	81.29	179.09	74.58

Verification of foundation soil

Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force $e = 0.253$

Maximum allowable eccentricity $e_{alw} = 0.333$

Eccentricity of the normal force is **SATISFACTORY**

Verification of bearing capacity

Max. stress at footing bottom $\sigma = 179.36$ kPa

Bearing capacity of foundation soil $R_d = 300.00$ kPa

Bearing capacity of foundation soil is **SATISFACTORY**

Overall verification - bearing capacity of found. soil is **SATISFACTORY**

Dimensioning No. 1

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. moment	Coeff. norm.force	Coeff. shear for.
Weight - wall	0.00	-1.29	50.37	0.63	1.000	1.000	1.000
Earthq.- constr.	10.07	-1.29	-5.04	0.63	1.000	1.000	1.000
Active pressure	31.28	-0.75	12.01	1.00	1.000	1.000	1.000
Earthq.- act.pressure	11.85	-2.00	4.55	1.00	1.000	1.000	1.000

Wall check at the construction joint 3.00 m from the wall crest

Cross-section depth $h = 1.00$ m

Ultimate shear force $V_{Rd} = 355.18$ kN/m > 53.20 kN/m $= V_{Ed}$

Ultimate compressive force $N_{Rd} = 237.68$ kN/m > 61.89 kN/m $= N_{Ed}$

Ultimate moment $M_{Rd} = 176.42$ kNm/m > 45.94 kNm/m $= M_{Ed}$

Cross-section bearing capacity is **SATISFACTORY**

13. KONTROLLI I MUREVE MBAJTES BETONARME

Tipet e mureve betonarme jane 2m, 3m 4m 5m, dhe 6m. Ato jane llogaritur për kombinim statik dhe sizmik. Llogaritjet e mureve jane treguar ne raportet përkatëse. Me poshtë tregohen llogaritjet e njërit prej mureve mbajtes:

13.1. Muri mbajtës me lartësi 4m

- Law n. 1086 of the 05/11/1971.
- Laws for the discipline of works in normal and prestressed concrete, and metallic structures.
- Law nr. 64 of the 02/02/1974.
- Provisions for building with particular regulations for seismic areas.
- D.M. LL.PP. of the 11/03/1988.
- Technical rules regarding land and rock surveys, stability of natural slopes and escarpments, general criteria and regulations for the planning, execution and inspection of land supporting works and foundations.
- D.M. LL.PP. of the 14/02/1992.
- Technical rules for the execution of works in normal and prestressed reinforced concrete, and metallic structures.
- D.M. 9 January 1996
- Technical rules for the calculation, execution and inspection of structures in normal and reinforced concrete, and for metallic structures.
- D.M. 16 January 1996
- Technical rules relating to General criteria for safety checks of buildings, loads and overloads.
- D.M. 16 January 1996
- Technical rules for buildings in seismic zones.
- Ministerial Circular LL.PP. 15 October 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.
- Instructions for the application of Technical Rules D.M. 9 January 1996.
- Ministerial Circular LL.PP. 10 April 1997 N. 65/AA.GG.
- Instructions for the application of Technical Rules for buildings in seismic zones D.M. 16 January 1996.
- Technical rules for buildings 2018 (D.M. 17 January 2018).

Retaining wall calculation is executed according to the following phases:

- Soil thrust calculation
- Overturning verification
- Sliding verification on the foundation level
- Foundation-soil bearing resistance verification
- Overall stability verification

Calculation of stresses, both of the wall and the foundations, reinforcement design and relative verification of materials

Thrust calculation

Characteristic values and calculation values

Executing calculations by means of Eurocodes, it is necessary to distinguish between characteristic parameters and calculation (design) values both of actions and resistance.

Calculation values are obtained from characteristic values through the application of opportune γ partial safety coefficient. In particular, **A1-M1** load type combinations are distinguished, in which loads are increased and soil resistance parameters are left unchanged, and **A2-M2** in which soil resistance parameters are reduced and loads are almost unaltered.

Culmann Method

The Culmann method adopts the same hypotheses which form the basis of the Coulomb method. The essential difference is, while Coulomb considers a foundation level with a constant slope and uniformly distributed loads (which allows the obtainment of a closed form expression for the thrust coefficient), the Culmann method consents the analysis of situations with a generic form profile, both concentrated and distributed loads, however they are placed. Furthermore, compared to the Coulomb method, it is more immediate and linear to consider thrusting wedge cohesion. The Culmann method, essentially born as a graphic method, evolved in order to be handled by numerical analysis. As with the Coulomb method, this method also considers a rectilinear fracture surface.

The resolutive procedure steps are as follows:

- a fracture surface is imposed (with slope angle ρ compared to the horizontal) and the thrust wedge, defined by the same fracture surface, by the wall and by the soil profile, is considered;
- all the forces acting on the thrust wedge are evaluated, namely self weight (W), loads, resistance for friction and cohesion along the fracture surface (R and C) and cohesion resistance along the wall (A);
- from equilibrium equations, the thrust value (S) on the wall is obtained

This process is repeated until the fracture angle is found in which thrust results as being maximum.

Convergence is not attained if the foundation level results as inclined at a greater angle than the soil friction angle.

In the cases in which the Coulomb method (rectilinear retained profile and uniformly distributed load) is applicable, the results obtained with the Culmann method coincide with those of the Coulomb method.

The pressure on the thrust wall is obtained deriving the expression of S thrust compared to ordinate z . From the pressure diagram the thrust application point is obtained.

Thrust in the presence of earthquake

To consider thrust increase due to earthquake, reference is made to the Mononobe-Okabe method.

According to the slope of foundation level (ε) compared to the horizontal, and to the wall slope (β) compared to the vertical, S' thrust is calculated considering bed and wall slope equal to

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

where $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ being k_h and k_v the horizontal and vertical seismic intensity coefficient.

In the case of water presence, θ assumes the following expressions:

Low permeability soil

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat} - \gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

High permeability soil

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat} - \gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

If S is the calculated thrust in static conditions, thrust increase to be applied is expressed by

$$\Delta S = AS' - S$$

where coefficient A is

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In case of presence of water, in A coefficient the influence of the volume weights in the evaluation of θ have to be considered.

Adopting the Mononobe-Okabe method for thrust calculation, the A coefficient is set at 1.

Such thrust increase is applied at half the thrust wall height in the case of rectangular form seismic increase diagram, at the same application point of static thrust in the case in which the seismic increase diagram form is equal to that of the static diagram.

Besides this increase, it is necessary to take into account horizontal and vertical inertial forces which arise as an effect of the earthquake. Such forces are evaluated as

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

where W is the wall weight, of the soil above the retained side and the relative overloads, and is applied at the weights' barycenter.

The Culmann method automatically takes thrust increase into account. It is sufficient to insert the thrust wedge inertial force in the resolute equation. The slip surface in the case of earthquake results as less inclined of the corresponding surface in the absence of earthquake.

Overturning verification

Overturning verification consists in the identification of the resultant moment of all the forces which tend to overturn the wall (M_r overturning moment) and the resultant moments of all the forces which tend to stabilise it (M_s stabilising moment) with reference to the external edge and verifying that the M_s/M_r relation is greater than the safety coefficient η_r .

Using Eurocodes $\eta_r \geq 1.0$ can be used.

Therefore the following inequality must be verified

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

The M_r overturning moment is given by the S thrust horizontal component, by the wall and soil inertial forces resting on the internal foundations (in the case of earthquake presence) multiplied by their arms. The wall weight (applied in the barycenter) and the soil weight resting on the retained side foundations generates stabilising moments. Instead, with regards to the thrust vertical component, it will be stabilising if the δ soil-wall friction angle is positive, and overturning if δ is negative. δ is positive when it is the bed which slides compared to the wall, negative when it is the wall which tends to slide compared to the bed. If anchors are present they contribute to the stabilising moment. This verification has significance only for shallow foundations and not for foundations on piles.

Sliding verification

For sliding verification of the wall along the foundation level, it must result that the sum of all parallel forces at the foundation level, which tend to make the wall slides, must be lesser than all the forces, parallel to the slip surface, which are opposed to sliding according to a certain safety coefficient. Sliding verification is satisfied if the relation between the F_r sliding resistant forces resultant and the F_s resultant of the forces which tend to make the wall slides, results greater than the safety coefficient η_s .

Using Eurocodes $\eta_s \geq 1.0$ can be set

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

The forces involved in F_s are: thrust component parallel to the foundation surface and the inertial force component parallel to the foundation surface. Resistant force is given by friction resistance and by adhesion resistance along the foundation base. Given N the normal component on the foundation surface of the total load resting on the foundations and indicating the soil-foundation friction angle with δ_f , with c_a soil-foundation adhesion, and with B_r the reactive foundation width, resistant force can be expressed as

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

In case of heel, the passive resistance is computed which develops along the wedge passing from the lower vertex of the heel, with slope ρ (with reference to the horizontal). This wedge is identified by an iterative procedure. Depending on the foundation and on the heel geometry, on the soil geotechnical parameters and on the total load acting on the foundation, this wedge can have either triangular or trapezoidal form. If N is the normal load acting at the foundation level, Q the load acting on the passive wedge, S_p the passive resistance, L_c the wedge width and indicating with δ_f the soil-foundation friction angle, with c_a the soil-foundation adhesion and with B_r the effective (reactive) foundation width, the resistance force can be expressed by

$$F_r = (N-Q) \operatorname{tg} \delta_f + S_p + c_a L_c$$

with $L_r = B_r - L_c$

Italian Regulations allow to partially consider, in the reacting forces, a part of the passive thrust due to the soil on the downstream side. In this specific case the safety coefficient must be greater. Passive thrust can be taken into account in sliding verification with a maximum percent of 50 percento.

For soil-foundation friction angle, δ_f , different authors suggest to assume δ_f equal to the soil friction angle.

Bearing resistance verification

The relation between bearing resistance in foundation and the normal component of the resultant of loads transmitted by the wall on the foundation soil, must be greater than η_q . That is, given Q_u , the limit load and R the vertical resultant of foundation loads must be:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Using Eurocodes $\eta_q \geq 1.0$ can be used

The MEYERHOF method is adopted for the bearing resistance calculation.

Bearing resistance expression is provided by the relation:

$$Q_u = c N_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In this expression

c	foundation soil cohesion;
ϕ	foundation soil friction angle;
γ	foundation soil volume weight;
B	foundation width;
D	foundation depth;
q	geostatic pressure at foundation level.

The various factors which appear in the formula are given by:

$$A = e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_q = A \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$$

K_p indicates the passive thrust coefficient expressed by:

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

The d and i factors which appear in the formula are, respectively, depth factors and slope factors of the load expressed by the following relations:

Depth factors

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{for } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{for } \phi > 0$$

Slope factors

With θ indicating the angle which the resultant of the loads forms with the vertical (expressed in degrees) and with ϕ the friction angle at the foundation level we have:

$$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ/90)^\alpha$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2 \quad \text{for } \phi > 0$$

$$i_{\gamma} = 0 \quad \text{for } \phi = 0$$

Verification of the overall stability

Verification of the overall stability must provide a safety coefficient not less than η_g

Using Eurocodes $\eta_g \geq 1.0$ can be set.

A technique is used that subdivides the slip surface to be analysed into strips. The creep surface is presumed to be circular and determined in such a way as to have no intersection with the wall profile or foundation piles. The minimum safety coefficient is determined on a grid of centres 10x10 in dimension which are placed in proximity to the top of the wall. The number of strips is equal to 50.

The safety coefficient supplied by Bishop is expressed according to the following formula

$$\eta = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

where m is expressed by

$$m = \left(1 + \frac{\tan \phi_i \tan \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In this expression n is the considered number of strips, b_i and α_i are the width and slope of the i_{th} strip base compared to the horizontal, W_i is the weight of the i_{th} strip, c_i and ϕ_i are the soil properties (cohesion and friction angle) along the strip base, and u_i is the neutral pressure along the strip base.

The Bishop method safety coefficient expression contains the term m (function of η). Therefore it can be solved by successive approximations, assuming an initial value for η in the expression of m and iterating until the calculated value coincides with the assumed value.

Regulation

N.T.C. 2018

Adopted symbols

γ_{Gsfav}	unfavourable partial coefficient - permanent loads
γ_{Gfav}	favourable partial coefficient - permanent loads
γ_{Qsfav}	unfavourable partial coefficient - variable loads
γ_{Qfav}	favourable partial coefficient - variable loads
$\gamma_{tan\phi'}$	Partial factor for the drained friction angle
$\gamma_{c'}$	Partial factor for the drained cohesion
γ_{cu}	Partial factor for the undrained cohesion
γ_{qu}	Partial factor for the ultimate load
γ_{γ}	Partial factor for rocks uniaxial compressive strength

Participation factors - static combinations

Partial factors for actions and their effects:

Loads	Effect		A1	A2	EQU	HYD
Permanent	Favourable	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	0.90
Permanent	Unfavourable	γ_{Gunfav}	1.30	1.00	1.30	1.10
Variable	Favourable	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variable	Unfavourable	γ_{Qsfav}	1.50	1.30	1.50	1.50

Partial factor for geotechnical parameters:

Parameters		M1	M2	M2	M1
Tangent of the friction angle	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Effective cohesion	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Undrained resistance	γ_{cu}	1.00	1.40	1.40	1.00
Uniaxial compressive resistance	γ_{qu}	1.00	1.60	1.60	1.00
Unit volume weight	γ_{γ}	1.00	1.00	1.00	1.00

Seismic combinations - Participation factors

Partial factor of actions and for their effects:

Loads	Effect		A1	A2	EQU	HYD
Permanent	Favourable	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	0.90
Permanent	Unfavourable	γ_{Gunfav}	1.00	1.00	1.00	1.10
Variable	Favourable	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variable	Unfavourable	γ_{Qunfav}	1.00	1.00	1.00	1.50

Partial factors for geotechnical parameters:

Parameters		M1	M2	M2	M1
Tangent of the friction angle	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.00	1.00	1.00
Effective cohesion	$\gamma_{c'}$	1.00	1.00	1.00	1.00
Undrained resistance	γ_{cu}	1.00	1.00	1.00	1.00
Uniaxial compressive strength	γ_{qu}	1.00	1.00	1.00	1.00
Unit volume weight	γ_{γ}	1.00	1.00	1.00	1.00

SPREAD FOOTING

Partial factors γ_R used in the limit state verifications of type STR and GEO

Verification

	R1	R2	R3
Footing ultimate load	1.00	1.00	1.40
Sliding	1.00	1.00	1.10
Soil resistance on the downstream side	1.00	1.00	1.40
Overall stability		1.10	

Wall and foundation geometry

Description

Wall height
Thickness at the top
Thickness at foundation joint
External wall slope
Internal wall slope
Length

Concrete cantilever wall

4.00 [m]
0.25 [m]
0.46 [m]
0.00 [°]
3.00 [°]
10.00 [m]

Foundation

External cantilever length
Internal cantilever length
Total foundation length
Foundation slope
Foundation thickness
Lean concrete thickness

0.60 [m]
2.50 [m]
3.56 [m]
0.00 [°]
0.50 [m]
0.00 [m]

Heel height
Heel thickness

0.60 [m]
0.40 [m]

Materials used for construction

<i>Concrete</i>	
Volume weight	24.517 [kN/mc]
Strength Class	Rck 250
Characteristic compressive resistance R_{ck}	24517 [kPa]
Young module E	30073438 [kPa]
<i>Reinforcement</i>	
Type	B450C
Admissible stress σ_{fa}	449936 [kPa]
Characteristic yielding stress σ_{fa}	449936 [kPa]

Soil profile geometry on the retained side

Adopted symbols and reference system

(Reference system with origin at the top of the wall, positive X abscissa on the retained side, positive upper Y ordinate)

N number of the point
X point abscissa expressed in [m]
Y point ordinate expressed in [m]
A slope in [°]

N	X	Y	A
1	10.00	5.00	26.57

Soil on the downstream side

Soil slope on the downstream side compared to the horizontal	0.00	[°]
Front height with reference to the external joint	1.00	[m]

Soils description

Adopted symbols

Nr.	Soil index
Description	Soil description
γ	Soil volume weight in [kN/mc]
γ_s	Soil saturated volume weight in [kN/mc]
ϕ	Soil friction angle in [°]
δ	Soil-wall friction angle in [°]
c	Cohesion in [kPa]
c_a	Soil-wall adhesion in [kPa]

Description	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
cakell	20.00	21.00	35.00	23.33	0.0	0.0
Terreno 2	20.00	21.00	35.00	23.33	0.0	0.0

Stratigrafia

Soil on the retained side:	cakell
Foundation soil:	Terreno 2

Load conditions

Adopted symbols and sign convention

Vertical loads positive downwards.

Horizontal loads positive to the left.

Momentum is positive counter-clockwise.

X	Concentrated load abscissa in [m]
F_x	Horizontal component of the concentrated load in [kN]
F_y	Vertical component of the concentrated load in [kN]
M	Momentum in [kNm]
X_i	Distributed load starting abscissa in [m]
X_f	Distributed load ending abscissa in [m]
Q_i	Load intensity at $x=X_i$ in [kN/m]
Q_f	Load intensity at $x=X_f$ in [kN/m]
D / C	Load type : D=distributed C=concentrated

Condition n° 1 (Condizione 1)

D	Profile	$X_i=0.00$	$X_f=5.00$	$Q_i=20.0000$	$Q_f=20.0000$
---	---------	------------	------------	---------------	---------------

Load combination description

Adopted symbols

γ	Condition participation factor
Ψ	Condition combination factor
C	Condition total participation factor

Combination n° 1 Caso A1-M1 (STR)

	γ	Ψ	C
Self weight	1.00	1.00	1.00
Soil thrust	1.30	1.00	1.30

Combination n° 2 Caso A1-M1 (STR)

	γ	Ψ	C
Self weight	1.30	1.00	1.30
Soil thrust	1.30	1.00	1.30

Combination n° 3 Caso A1-M1 (STR)

	γ	Ψ	C
Self weight	1.00	1.00	1.00
Soil thrust	1.30	1.00	1.30

Combination n° 4 Caso A1-M1 (STR)

	γ	Ψ	C
Self weight	1.30	1.00	1.30
Soil thrust	1.30	1.00	1.30

Combination n° 5 Caso EQU (SLU)

	γ	Ψ	C
Self weight	1.00	1.00	1.00
Soil thrust	1.30	1.00	1.30

Combination n° 6 Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	γ	Ψ	C
Self weight	1.00	1.00	1.00
Soil thrust	1.00	1.00	1.00

Combination n° 7 Caso A1-M1 (STR)

	γ	Ψ	C
Self weight	1.00	1.00	1.00
Soil thrust	1.30	1.00	1.30
Condizione 1	1.50	1.00	1.50

Combination n° 8 Caso A1-M1 (STR)

	γ	Ψ	C
Self weight	1.30	1.00	1.30
Soil thrust	1.30	1.00	1.30
Condizione 1	1.50	1.00	1.50

Combination n° 9 Caso A1-M1 (STR)

	γ	Ψ	C
Self weight	1.00	1.00	1.00
Soil thrust	1.30	1.00	1.30
Condizione 1	1.50	1.00	1.50

Combination n° 10 Caso A1-M1 (STR)

	γ	Ψ	C
Self weight	1.30	1.00	1.30
Soil thrust	1.30	1.00	1.30
Condizione 1	1.50	1.00	1.50

Combination n° 11 Caso EQU (SLU)

	γ	Ψ	C
Self weight	1.00	1.00	1.00
Soil thrust	1.30	1.00	1.30
Condizione 1	1.50	1.00	1.50

Combination n° 12 Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	γ	Ψ	C
Self weight	1.00	1.00	1.00

Soil thrust	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	1.30	1.00	1.30

Combination n° 13 Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Self weight	1.00	1.00	1.00
Soil thrust	1.00	1.00	1.00

Combination n° 14 Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Self weight	1.00	1.00	1.00
Soil thrust	1.00	1.00	1.00

Combination n° 15 Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Self weight	1.00	1.00	1.00
Soil thrust	1.00	1.00	1.00

Combination n° 16 Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Self weight	1.00	1.00	1.00
Soil thrust	1.00	1.00	1.00

Combination n° 17 Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Self weight	1.00	1.00	1.00
Soil thrust	1.00	1.00	1.00

Combination n° 18 Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Self weight	1.00	1.00	1.00
Soil thrust	1.00	1.00	1.00

Combination n° 19 Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Self weight	1.00	1.00	1.00
Soil thrust	1.00	1.00	1.00

Combination n° 20 Quasi Permanente (SLE)

	γ	Ψ	C
Self weight	1.00	1.00	1.00
Soil thrust	1.00	1.00	1.00

Combination n° 21 Frequente (SLE)

	γ	Ψ	C
Self weight	1.00	1.00	1.00
Soil thrust	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	1.00	0.75	0.75

Combination n° 22 Rara (SLE)

	γ	Ψ	C
Self weight	1.00	1.00	1.00
Soil thrust	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	1.00	1.00	1.00

Analysis settings

Section verification method

Limit state

Verification settings (Ultimate state)

Materials partial factors

Concrete compressive partial factor	1.50
Concrete tensile partial factor	1.50
Reinforcement partial factor	1.15
From cubic to cylindric strength reduction factor	0.83
Partial factor for long time loads	0.85
Partial factor for section analysis	1.00

Verification settings (Serviceability)

Environment condition	Ordinary
Good adherence reinforcement	
<u>Cracks verification</u>	
Reinforcement sensitivity	Few sensitive
Crack width limit values	$w_1 = 0.20$
	$w_2 = 0.30$
	$w_3 = 0.40$
Calculation method for the crack width	Circ. Min. 252 (15/10/1996)
<u>Stress verification</u>	
Load combination	Rare $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$
	Quasi permanent $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Bearing resistance calculation method of Meyerhof

N_γ reduction factor for cynematic interaction (seismic combinations - ultimate limit state): 1.00

N_γ reduction factor for cynematic interaction (seismic combinations - service limit state): 1.00

Advanced settings

Corrective diagram for negative eccentricity with a partial coefficient equal to 0.00

Safety coefficient table

Adopted symbols

<i>C</i>	Combination
<i>Type</i>	Type of combination
<i>Seism</i>	Earthquake
<i>CS_{SCO}</i>	Sliding safety coefficient
<i>CS_{RIB}</i>	Overtuning safety coefficient
<i>CS_{QLIM}</i>	Ultimate load safety coefficient
<i>CS_{STAB}</i>	Overall stability safety coefficient

C	Type	Seism	CS_{SCO}	CS_{RIB}	CS_{QLIM}	CS_{STAB}
1	A1-M1 - [1]	--	2.08	--	7.78	--
2	A1-M1 - [1]	--	2.43	--	8.26	--
3	A1-M1 - [1]	--	2.33	--	8.34	--
4	A1-M1 - [1]	--	2.17	--	7.78	--
5	EQU - [1]	--	--	3.36	--	--
6	STAB - [1]	--	--	--	--	1.76
7	A1-M1 - [2]	--	2.43	--	7.28	--
8	A1-M1 - [2]	--	2.28	--	6.87	--
9	A1-M1 - [2]	--	2.20	--	6.89	--
10	A1-M1 - [2]	--	2.51	--	7.22	--
11	EQU - [2]	--	--	3.05	--	--
12	STAB - [2]	--	--	--	--	1.78
13	A1-M1 - [3]	Horizontal + Vertical positive	1.26	--	2.50	--
14	A1-M1 - [3]	Horizontal + Vertical negative	1.07	--	2.17	--
15	EQU - [3]	Horizontal + Vertical positive	--	1.50	--	--
16	EQU - [3]	Horizontal + Vertical negative	--	1.30	--	--
17	STAB - [3]	Horizontal + Vertical positive	--	--	--	1.77
18	STAB - [3]	Horizontal + Vertical negative	--	--	--	1.72
19	A1-M1 - [4]	Horizontal + Vertical positive	1.26	--	2.50	--
20	SLEQ - [1]	--	2.61	--	10.74	--
21	SLEF - [1]	--	2.66	--	9.86	--
22	SLER - [1]	--	2.67	--	9.56	--

Thrust analysis and verifications

Adopted reference system for coordinates :

Origin at wall head (retained side)

X abscissa (expressed in [m]) positive on the retained side

Y ordinate (expressed in [m]) positive upwards

Horizontal forces are positive if acting from the retained side to the downstream side

Vertical forces are considered positive if acting from the top downwards

Calculation referring to 1 meter width

Analysis Type

Thrust calculation

Limit load calculation

Overall stability

Thrust calculation in conditions of

method of Culmann

method of Meyerhof

method of Bishop

Active thrust

Earthquake

Ultimate Limit State combination

Peak Ground Acceleration a_g

3.20 [m/s²]

Subsoil amplification coefficient (S)

1.08

Topographic amplification coefficient (St)

1.00

Reduction coefficient (β_m)

0.38

Seismic intensity ratio vertical/horizontal

0.50

Horizontal seismic intensity coefficient (percent)

$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 13.42$

Vertical seismic intensity coefficient (percent)

$k_v = 0.50 * k_h = 6.71$

Serviceability Limite State combination

Peak Ground Acceleration a_g

0.00 [m/s²]

Subsoil amplification coefficient (S)

1.20

Topographic amplification coefficient (St)

1.00

Reduction coefficient (β_m)

0.47

Seismic intensity ratio vertical/horizontal

0.50

Horizontal seismic intensity coefficient (percent)

$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 0.00$

Vertical seismic intensity coefficient (percent)

$k_v = 0.50 * k_h = 0.00$

Seismic increase diagram form

The same as static diagram

Passive thrust participation (percent)

50.0

Wall length

10.00 [m]

Wall weight

84.3159 [kN]

Wall barycenter

X=0.63 Y=-3.44

Thrust wedge

Inferior point (Thrust surface)

X = 2.71 Y = -5.10

Superior point (Thrust surface)

X = 2.71 Y = 1.35

Wedge height

6.45 [m]

Wedge slope (with reference to the vertical)

0.00 [°]

COMBINATION n° 1

Wall weight favourable e Backfill weight favourable

Static thrust value

204.8959 [kN]

Horizontal component of the static thrust

188.1387 [kN]

Vertical component of the static thrust

81.1551 [kN]

Thrust application point

X = 2.71 [m]

Y = -2.95 [m]

Thrust inclination with respect to the normal

23.33 [°]

Inclination of the slip surface in static conditions

50.51 [°]

Backfill weight acting on the internal foundation

245.0957 [kN]

Backfill barycenter

X = 1.47 [m]

Y = -1.61 [m]

Resultant

Horizontal resultant of applied loads

188.1387 [kN]

Vertical resultant of applied loads

410.5668 [kN]

Passive resistance on the downstream side	-41.5144	[kN]
Passive resistance of the foundation heel	-333.0915	[kN]
Axial force at the foundation level	410.5668	[kN]
Tangential force at the foundation level	188.1387	[kN]
Eccentricity (respect to the foundation barycenter)	0.10	[m]
Reactive foundation width	3.56	[m]
Resultant at foundation level	451.6207	[kN]
Resultant inclination (with respect to the normal)	24.62	[°]
Moment with respect to the foundation barycenter	41.3621	[kNm]
Foundation ultimate load	3194.1307	[kN]

Soil stresses

Effective foundation width	3.56	[m]
Soil stress at the external foundation vertex	134.93	[kPa]
Soil stress at the internal foundation vertex	95.75	[kPa]

Bearing resistance factors

Bearing resistance factors	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 37.15$
Shape factors	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
Load inclination factors	$i_c = 0.53$	$i_q = 0.53$	$i_\gamma = 0.09$
Depth factors	$d_c = 1.23$	$d_q = 1.11$	$d_\gamma = 1.11$
Coefficients N' involve shape factors, load inclination, depth, soil inclination, Laying surface inclination.			
	$N'_c = 29.86$	$N'_q = 19.56$	$N'_\gamma = 3.64$

SAFETY COEFFICIENT

Sliding safety coefficient	2.08
Ultimate load safety coefficient	7.78

Stresses on the wall

Combination n° 1

Y ordinate (in m) positive downwards origin at the top of the wall

Positive moment if internal fibers are stretched, in kNm

Axial force (positive if compressive), in kN

Shear force (positive from the retained side), in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.20	1.2515	0.0162	0.1942
3	0.40	2.5544	0.1168	0.7766
4	0.60	3.9086	0.3796	1.7473
5	0.80	5.3142	0.8827	3.1062
6	1.00	6.7711	1.7038	4.8534
7	1.20	8.2794	2.9211	6.9889
8	1.40	9.8390	4.6123	9.5127
9	1.60	11.4500	6.8554	12.4247
10	1.80	13.1123	9.7283	15.7250
11	2.00	14.8259	13.3089	19.4136
12	2.20	16.5909	17.6752	23.4904
13	2.40	18.4073	22.9052	27.9556
14	2.60	20.2750	29.0766	32.8089
15	2.80	22.1940	36.2675	38.0506
16	3.00	24.1644	44.5557	43.6805
17	3.20	26.1862	54.0192	49.6987
18	3.40	28.2593	64.7359	56.1052
19	3.60	30.3837	76.7838	62.8999
20	3.80	32.5595	90.2407	70.0829
21	4.00	34.7867	105.1846	77.6542

Stresses on the external foundation

Combination n° 1

X abscissa X(in m) positive to the retained side with origin at the external foundation vertex

Moment is positive if the lower fibers are stretched, in kNm

Shear force (positive upwards), in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.06	0.2204	7.3402
3	0.12	0.8800	14.6408
4	0.18	1.9765	21.9018
5	0.24	3.5075	29.1232
6	0.30	5.4705	36.3049
7	0.36	7.8633	43.4471
8	0.42	10.6834	50.5496
9	0.48	13.9284	57.6125
10	0.54	17.5961	64.6358
11	0.60	21.6839	71.6195

Stresses on the internal foundation

Combination n° 1

X abscissa (in m) positive from the retained side with origin at the internal foundation vertex

Moment is positive if the lower fibers are stretched, in kNm

Shear force is positive upwards, in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.25	-2.1387	-16.8599

3	0.50	-8.2314	-30.7485
4	0.75	-17.2225	-40.9303
5	1.00	-28.5715	-49.6118
6	1.25	-41.9033	-56.7930
7	1.50	-56.8430	-62.4740
8	1.75	-73.0153	-66.6546
9	2.00	-90.0453	-69.3350
10	2.25	-107.5578	-70.5151
11	2.50	-125.1778	-70.1950

Reinforcement and stresses in the wall material

Combination n° 1

Y ordinate (in [m]) is positive downwards with origin at the top of the wall

B section base in [cm]
H section height in [cm]
 A_{fs} reinforcement area (internal side) in [cm²]
 A_{fi} reinforcement area (external side) in [cm²]
 N_u ultimate axial force in [kN]
 M_u ultimate moment in [kNm]
CS section safety factor
 V_{Rcd} concrete shear aliquot in [kN]
 V_{Rsd} reinforcement shear aliquot in [kN]
VRd Shear strength in [kN]

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0.00	100, 25	8.04	8.04	0.00	0.00	1000.00	101.40	--	--
2	0.20	100, 26	8.04	8.04	2931.96	-37.98	2342.71	103.59	--	--
3	0.40	100, 27	8.04	8.04	2522.97	-115.34	987.70	105.74	--	--
4	0.60	100, 28	8.04	8.04	1760.97	-171.03	450.53	107.87	--	--
5	0.80	100, 29	8.04	8.04	1071.01	-177.89	201.54	109.98	--	--
6	1.00	100, 30	8.04	8.04	592.78	-149.16	87.55	112.06	--	--
7	1.20	100, 31	8.04	8.04	365.40	-128.92	44.13	114.11	--	--
8	1.40	100, 32	8.04	8.04	255.64	-119.84	25.98	116.80	--	--
9	1.60	100, 33	8.04	8.04	193.89	-116.09	16.93	119.74	--	--
10	1.80	100, 34	8.04	8.04	154.83	-114.87	11.81	122.67	--	--
11	2.00	100, 35	8.04	8.04	128.17	-115.05	8.64	125.59	--	--
12	2.20	100, 37	8.04	8.04	108.96	-116.08	6.57	128.50	--	--
13	2.40	100, 38	8.04	8.04	94.55	-117.65	5.14	131.41	--	--
14	2.60	100, 39	8.04	8.04	83.40	-119.60	4.11	134.31	--	--
15	2.80	100, 40	8.04	8.04	74.54	-121.81	3.36	137.20	--	--
16	3.00	100, 41	8.04	8.04	67.37	-124.22	2.79	140.08	--	--
17	3.20	100, 42	16.08	16.08	120.91	-249.42	4.62	167.60	--	--
18	3.40	100, 43	8.04	8.04	56.51	-129.45	2.00	145.84	--	--
19	3.60	100, 44	8.04	8.04	52.32	-132.22	1.72	148.71	--	--
20	3.80	100, 45	8.04	8.04	48.73	-135.05	1.50	151.58	--	--
21	4.00	100, 46	8.04	8.04	45.62	-137.95	1.31	154.44	--	--

Reinforcement and stresses in the foundation materials

Combination n° 1

Adopted symbols

B	section base in [cm]
H	section height in [cm]
A _{fi}	lower side reinforcement area in [cmq]
A _{fs}	upper side reinforcement area in [cmq]
N _u	ultimate axial force in [kN]
M _u	ultimate moment in [kNm]
CS	section safety factor
VR _{cd}	concrete shear aliquot in [kN]
VR _{sd}	reinforcement shear aliquot in [kN]
VR _d	Shear strength in [kN]

External foundation

(X abscissa, in [m], positive to the retained side with origin at the external foundation vertex)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 50	8.04	14.07	0.00	0.00	1000.00	171.45	--	--
2	0.06	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	642.54	159.27	--	--
3	0.12	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	160.92	159.27	--	--
4	0.18	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	71.65	159.27	--	--
5	0.24	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	40.38	159.27	--	--
6	0.30	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	25.89	159.27	--	--
7	0.36	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	18.01	159.27	--	--
8	0.42	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	13.26	159.27	--	--
9	0.48	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	10.17	159.27	--	--
10	0.54	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	8.05	159.27	--	--
11	0.60	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	6.53	159.27	--	--

Internal foundation

(X abscissa, in [m], positive to the downstream side with origin at the internal foundation extremum)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 50	8.04	24.13	0.00	0.00	1000.00	171.45	--	--
2	0.25	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	114.69	171.45	--	--
3	0.50	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	29.80	171.45	--	--
4	0.75	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	14.24	171.45	--	--
5	1.00	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	8.58	171.45	--	--
6	1.25	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	5.85	171.45	--	--
7	1.50	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	4.32	171.45	--	--
8	1.75	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	3.36	171.45	--	--
9	2.00	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	2.72	171.45	--	--
10	2.25	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	2.28	171.45	--	--
11	2.50	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	1.96	171.45	--	--

Foundation heel verification

Section base B= 100 cm Section height H=40 [cm]
A_{fi}=10.05 [cmq] A_{fs}=10.05 [cmq]
Stresses M=75.293 [kNm] T=188.139 [kN]
Section ultimate moment M_u = 137.6110 [kNm]
Section safety factor = 1.83

COMBINATION n° 2

Wall weight unfavourable e Backfill weight unfavourable

Static thrust value	204.8959	[kN]		
Horizontal component of the static thrust	188.1387	[kN]		
Vertical component of the static thrust	81.1551	[kN]		
Thrust application point	X = 2.71	[m]	Y = -2.95	[m]
Thrust inclination with respect to the normal	23.33	[°]		
Inclination of the slip surface in static conditions	50.51	[°]		
Backfill weight acting on the internal foundation	318.6245	[kN]		
Backfill barycenter	X = 1.47	[m]	Y = -1.61	[m]

Resultant

Horizontal resultant of applied loads	188.1387	[kN]
Vertical resultant of applied loads	509.3903	[kN]
Passive resistance on the downstream side	-41.5144	[kN]
Passive resistance of the foundation heel	-390.7651	[kN]
Axial force at the foundation level	509.3903	[kN]
Tangential force at the foundation level	188.1387	[kN]
Eccentricity (respect to the foundation barycenter)	0.02	[m]
Reactive foundation width	3.56	[m]
Resultant at foundation level	543.0236	[kN]
Resultant inclination (with respect to the normal)	20.27	[°]
Moment with respect to the foundation barycenter	9.5278	[kNm]
Foundation ultimate load	4210.0976	[kN]

Soil stresses

Effective foundation width	3.56	[m]
Soil stress at the external foundation vertex	147.61	[kPa]
Soil stress at the internal foundation vertex	138.59	[kPa]

Bearing resistance factors

Bearing resistance factors	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 37.15$
Shape factors	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
Load inclination factors	$i_c = 0.60$	$i_q = 0.60$	$i_\gamma = 0.18$
Depth factors	$d_c = 1.23$	$d_q = 1.11$	$d_\gamma = 1.11$
Coefficients N' involve shape factors, load inclination, depth, soil inclination, Laying surface inclination.			
	$N'_c = 33.96$	$N'_q = 22.25$	$N'_\gamma = 7.32$

SAFETY COEFFICIENT

Sliding safety coefficient	2.43
Ultimate load safety coefficient	8.26

Stresses on the wall

Combination n° 2

Y ordinate (in m) positive downwards origin at the top of the wall

Positive moment if internal fibers are stretched, in kNm

Axial force (positive if compressive), in kN

Shear force (positive from the retained side), in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.20	1.6270	0.0172	0.1942
3	0.40	3.3207	0.1207	0.7766
4	0.60	5.0812	0.3887	1.7473
5	0.80	6.9084	0.8990	3.1062
6	1.00	8.8024	1.7296	4.8534
7	1.20	10.7632	2.9587	6.9889
8	1.40	12.7907	4.6641	9.5127
9	1.60	14.8849	6.9240	12.4247
10	1.80	17.0459	9.8162	15.7250
11	2.00	19.2737	13.4189	19.4136
12	2.20	21.5682	17.8099	23.4904
13	2.40	23.9295	23.0673	27.9556
14	2.60	26.3575	29.2692	32.8089
15	2.80	28.8523	36.4935	38.0506
16	3.00	31.4138	44.8182	43.6805
17	3.20	34.0421	54.3213	49.6987
18	3.40	36.7371	65.0809	56.1052
19	3.60	39.4989	77.1749	62.8999
20	3.80	42.3274	90.6814	70.0829
21	4.00	45.2227	105.6783	77.6542

Stresses on the external foundation

Combination n° 2

X abscissa X(in m) positive to the retained side with origin at the external foundation vertex

Moment is positive if the lower fibers are stretched, in kNm

Shear force (positive upwards), in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.06	0.2369	7.8961
3	0.12	0.9473	15.7831
4	0.18	2.1307	23.6609
5	0.24	3.7865	31.5296
6	0.30	5.9141	39.3892
7	0.36	8.5130	47.2397
8	0.42	11.5827	55.0810
9	0.48	15.1225	62.9132
10	0.54	19.1321	70.7363
11	0.60	23.6107	78.5503

Stresses on the internal foundation

Combination n° 2

X abscissa (in m) positive from the retained side with origin at the internal foundation vertex

Moment is positive if the lower fibers are stretched, in kNm

Shear force is positive upwards, in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.25	-1.0750	-8.4381

3	0.50	-4.0425	-13.9929
4	0.75	-7.7754	-15.7083
5	1.00	-11.8158	-16.4528
6	1.25	-15.9209	-16.2263
7	1.50	-19.8480	-15.0289
8	1.75	-23.3544	-12.8606
9	2.00	-26.1974	-9.7214
10	2.25	-28.1342	-5.6112
11	2.50	-28.9221	-0.5301

Reinforcement and stresses in the wall material

Combination n° 2

Y ordinate (in [m]) is positive downwards with origin at the top of the wall

B section base in [cm]
H section height in [cm]
 A_{fs} reinforcement area (internal side) in [cm²]
 A_{fi} reinforcement area (external side) in [cm²]
 N_u ultimate axial force in [kN]
 M_u ultimate moment in [kNm]
CS section safety factor
 V_{Rcd} concrete shear aliquot in [kN]
 V_{Rsd} reinforcement shear aliquot in [kN]
VRd Shear strength in [kN]

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0.00	100, 25	8.04	8.04	0.00	0.00	1000.00	101.40	--	--
2	0.20	100, 26	8.04	8.04	2949.94	-31.17	1813.14	103.64	--	--
3	0.40	100, 27	8.04	8.04	2731.73	-99.33	822.63	105.85	--	--
4	0.60	100, 28	8.04	8.04	2056.98	-157.34	404.82	108.03	--	--
5	0.80	100, 29	8.04	8.04	1465.21	-190.66	212.09	110.19	--	--
6	1.00	100, 30	8.04	8.04	894.04	-175.67	101.57	112.33	--	--
7	1.20	100, 31	8.04	8.04	546.80	-150.31	50.80	114.45	--	--
8	1.40	100, 32	8.04	8.04	368.42	-134.35	28.80	117.20	--	--
9	1.60	100, 33	8.04	8.04	271.98	-126.52	18.27	120.21	--	--
10	1.80	100, 34	8.04	8.04	213.61	-123.01	12.53	123.21	--	--
11	2.00	100, 35	8.04	8.04	174.87	-121.75	9.07	126.20	--	--
12	2.20	100, 37	8.04	8.04	147.49	-121.79	6.84	129.19	--	--
13	2.40	100, 38	8.04	8.04	127.24	-122.66	5.32	132.17	--	--
14	2.60	100, 39	8.04	8.04	111.73	-124.07	4.24	135.15	--	--
15	2.80	100, 40	8.04	8.04	99.52	-125.88	3.45	138.12	--	--
16	3.00	100, 41	8.04	8.04	89.69	-127.96	2.86	141.09	--	--
17	3.20	100, 42	16.08	16.08	160.52	-256.15	4.72	168.69	--	--
18	3.40	100, 43	8.04	8.04	74.92	-132.72	2.04	147.02	--	--
19	3.60	100, 44	8.04	8.04	69.25	-135.30	1.75	149.98	--	--
20	3.80	100, 45	8.04	8.04	64.41	-137.98	1.52	152.94	--	--
21	4.00	100, 46	8.04	8.04	60.23	-140.75	1.33	155.90	--	--

Reinforcement and stresses in the foundation materials

Combination n° 2

Adopted symbols

B	section base in [cm]
H	section height in [cm]
A _{fi}	lower side reinforcement area in [cmq]
A _{fs}	upper side reinforcement area in [cmq]
N _u	ultimate axial force in [kN]
M _u	ultimate moment in [kNm]
CS	section safety factor
V _{Rcd}	concrete shear aliquot in [kN]
V _{Rsd}	reinforcement shear aliquot in [kN]
V _{Rd}	Shear strength in [kN]

External foundation

(X abscissa, in [m], positive to the retained side with origin at the external foundation vertex)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 50	8.04	14.07	0.00	0.00	1000.00	171.45	--	--
2	0.06	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	597.73	159.27	--	--
3	0.12	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	149.49	159.27	--	--
4	0.18	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	66.47	159.27	--	--
5	0.24	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	37.40	159.27	--	--
6	0.30	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	23.95	159.27	--	--
7	0.36	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	16.64	159.27	--	--
8	0.42	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	12.23	159.27	--	--
9	0.48	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	9.36	159.27	--	--
10	0.54	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	7.40	159.27	--	--
11	0.60	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	6.00	159.27	--	--

Internal foundation

(X abscissa, in [m], positive to the downstream side with origin at the internal foundation extremum)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 50	8.04	24.13	0.00	0.00	1000.00	171.45	--	--
2	0.25	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	228.17	171.45	--	--
3	0.50	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	60.68	171.45	--	--
4	0.75	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	31.55	171.45	--	--
5	1.00	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	20.76	171.45	--	--
6	1.25	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	15.41	171.45	--	--
7	1.50	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	12.36	171.45	--	--
8	1.75	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	10.50	171.45	--	--
9	2.00	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	9.36	171.45	--	--
10	2.25	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	8.72	171.45	--	--
11	2.50	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	8.48	171.45	--	--

Foundation heel verification

Section base B= 100 cm Section height H=40 [cm]
A_{fi}=10.05 [cmq] A_{fs}=10.05 [cmq]
Stresses M=75.293 [kNm] T=188.139 [kN]
Section ultimate moment M_u = 137.6110 [kNm]
Section safety factor = 1.83

COMBINATION n° 3

Wall weight favourable e Backfill weight unfavourable

Static thrust value	204.8959	[kN]		
Horizontal component of the static thrust	188.1387	[kN]		
Vertical component of the static thrust	81.1551	[kN]		
Thrust application point	X = 2.71	[m]	Y = -2.95	[m]
Thrust inclination with respect to the normal	23.33	[°]		
Inclination of the slip surface in static conditions	50.51	[°]		
Backfill weight acting on the internal foundation	318.6245	[kN]		
Backfill barycenter	X = 1.47	[m]	Y = -1.61	[m]

Resultant

Horizontal resultant of applied loads	188.1387	[kN]
Vertical resultant of applied loads	484.0955	[kN]
Passive resistance on the downstream side	-41.5144	[kN]
Passive resistance of the foundation heel	-374.1465	[kN]
Axial force at the foundation level	484.0955	[kN]
Tangential force at the foundation level	188.1387	[kN]
Eccentricity (respect to the foundation barycenter)	0.00	[m]
Reactive foundation width	3.56	[m]
Resultant at foundation level	519.3695	[kN]
Resultant inclination (with respect to the normal)	21.24	[°]
Moment with respect to the foundation barycenter	1.9064	[kNm]
Foundation ultimate load	4036.3929	[kN]

Soil stresses

Effective foundation width	3.56	[m]
Soil stress at the external foundation vertex	136.90	[kPa]
Soil stress at the internal foundation vertex	135.09	[kPa]

Bearing resistance factors

Bearing resistance factors	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 37.15$
Shape factors	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
Load inclination factors	$i_c = 0.58$	$i_q = 0.58$	$i_\gamma = 0.15$
Depth factors	$d_c = 1.23$	$d_q = 1.11$	$d_\gamma = 1.11$
Coefficients N' involve shape factors, load inclination, depth, soil inclination, Laying surface inclination.			
	$N'_c = 33.03$	$N'_q = 21.64$	$N'_\gamma = 6.39$

SAFETY COEFFICIENT

Sliding safety coefficient	2.33
Ultimate load safety coefficient	8.34

Stresses on the wall

Combination n° 3

Y ordinate (in m) positive downwards origin at the top of the wall

Positive moment if internal fibers are stretched, in kNm

Axial force (positive if compressive), in kN

Shear force (positive from the retained side), in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.20	1.2515	0.0162	0.1942
3	0.40	2.5544	0.1168	0.7766
4	0.60	3.9086	0.3796	1.7473
5	0.80	5.3142	0.8827	3.1062
6	1.00	6.7711	1.7038	4.8534
7	1.20	8.2794	2.9211	6.9889
8	1.40	9.8390	4.6123	9.5127
9	1.60	11.4500	6.8554	12.4247
10	1.80	13.1123	9.7283	15.7250
11	2.00	14.8259	13.3089	19.4136
12	2.20	16.5909	17.6752	23.4904
13	2.40	18.4073	22.9052	27.9556
14	2.60	20.2750	29.0766	32.8089
15	2.80	22.1940	36.2675	38.0506
16	3.00	24.1644	44.5557	43.6805
17	3.20	26.1862	54.0192	49.6987
18	3.40	28.2593	64.7359	56.1052
19	3.60	30.3837	76.7838	62.8999
20	3.80	32.5595	90.2407	70.0829
21	4.00	34.7867	105.1846	77.6542

Stresses on the external foundation

Combination n° 3

X abscissa X(in m) positive to the retained side with origin at the external foundation vertex

Moment is positive if the lower fibers are stretched, in kNm

Shear force (positive upwards), in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.06	0.2243	7.4775
3	0.12	0.8973	14.9532
4	0.18	2.0187	22.4270
5	0.24	3.5885	29.8990
6	0.30	5.6065	37.3692
7	0.36	8.0727	44.8376
8	0.42	10.9870	52.3042
9	0.48	14.3492	59.7689
10	0.54	18.1592	67.2318
11	0.60	22.4170	74.6928

Stresses on the internal foundation

Combination n° 3

X abscissa (in m) positive from the retained side with origin at the internal foundation vertex

Moment is positive if the lower fibers are stretched, in kNm

Shear force is positive upwards, in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.25	-0.9367	-7.3531

3	0.50	-3.5326	-12.3909
4	0.75	-6.8963	-14.3780
5	1.00	-10.6513	-15.5210
6	1.25	-14.5865	-15.8197
7	1.50	-18.4908	-15.2742
8	1.75	-22.1532	-13.8845
9	2.00	-25.3627	-11.6506
10	2.25	-27.9082	-8.5725
11	2.50	-29.5786	-4.6502

Reinforcement and stresses in the wall material

Combination n° 3

Y ordinate (in [m]) is positive downwards with origin at the top of the wall

B section base in [cm]
H section height in [cm]
 A_{fs} reinforcement area (internal side) in [cm²]
 A_{fi} reinforcement area (external side) in [cm²]
 N_u ultimate axial force in [kN]
 M_u ultimate moment in [kNm]
CS section safety factor
 V_{Rcd} concrete shear aliquot in [kN]
 V_{Rsd} reinforcement shear aliquot in [kN]
VRd Shear strength in [kN]

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0.00	100, 25	8.04	8.04	0.00	0.00	1000.00	101.40	--	--
2	0.20	100, 26	8.04	8.04	2931.96	-37.98	2342.71	103.59	--	--
3	0.40	100, 27	8.04	8.04	2522.97	-115.34	987.70	105.74	--	--
4	0.60	100, 28	8.04	8.04	1760.97	-171.03	450.53	107.87	--	--
5	0.80	100, 29	8.04	8.04	1071.01	-177.89	201.54	109.98	--	--
6	1.00	100, 30	8.04	8.04	592.78	-149.16	87.55	112.06	--	--
7	1.20	100, 31	8.04	8.04	365.40	-128.92	44.13	114.11	--	--
8	1.40	100, 32	8.04	8.04	255.64	-119.84	25.98	116.80	--	--
9	1.60	100, 33	8.04	8.04	193.89	-116.09	16.93	119.74	--	--
10	1.80	100, 34	8.04	8.04	154.83	-114.87	11.81	122.67	--	--
11	2.00	100, 35	8.04	8.04	128.17	-115.05	8.64	125.59	--	--
12	2.20	100, 37	8.04	8.04	108.96	-116.08	6.57	128.50	--	--
13	2.40	100, 38	8.04	8.04	94.55	-117.65	5.14	131.41	--	--
14	2.60	100, 39	8.04	8.04	83.40	-119.60	4.11	134.31	--	--
15	2.80	100, 40	8.04	8.04	74.54	-121.81	3.36	137.20	--	--
16	3.00	100, 41	8.04	8.04	67.37	-124.22	2.79	140.08	--	--
17	3.20	100, 42	16.08	16.08	120.91	-249.42	4.62	167.60	--	--
18	3.40	100, 43	8.04	8.04	56.51	-129.45	2.00	145.84	--	--
19	3.60	100, 44	8.04	8.04	52.32	-132.22	1.72	148.71	--	--
20	3.80	100, 45	8.04	8.04	48.73	-135.05	1.50	151.58	--	--
21	4.00	100, 46	8.04	8.04	45.62	-137.95	1.31	154.44	--	--

Reinforcement and stresses in the foundation materials

Combination n° 3

Adopted symbols

B	section base in [cm]
H	section height in [cm]
A _{fi}	lower side reinforcement area in [cmq]
A _{fs}	upper side reinforcement area in [cmq]
N _u	ultimate axial force in [kN]
M _u	ultimate moment in [kNm]
CS	section safety factor
VR _{cd}	concrete shear aliquot in [kN]
VR _{sd}	reinforcement shear aliquot in [kN]
VR _d	Shear strength in [kN]

External foundation

(X abscissa, in [m], positive to the retained side with origin at the external foundation vertex)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 50	8.04	14.07	0.00	0.00	1000.00	171.45	--	--
2	0.06	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	631.29	159.27	--	--
3	0.12	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	157.83	159.27	--	--
4	0.18	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	70.15	159.27	--	--
5	0.24	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	39.47	159.27	--	--
6	0.30	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	25.26	159.27	--	--
7	0.36	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	17.54	159.27	--	--
8	0.42	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	12.89	159.27	--	--
9	0.48	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	9.87	159.27	--	--
10	0.54	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	7.80	159.27	--	--
11	0.60	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	6.32	159.27	--	--

Internal foundation

(X abscissa, in [m], positive to the downstream side with origin at the internal foundation extremum)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 50	8.04	24.13	0.00	0.00	1000.00	171.45	--	--
2	0.25	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	261.85	171.45	--	--
3	0.50	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	69.43	171.45	--	--
4	0.75	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	35.57	171.45	--	--
5	1.00	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	23.03	171.45	--	--
6	1.25	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	16.82	171.45	--	--
7	1.50	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	13.27	171.45	--	--
8	1.75	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	11.07	171.45	--	--
9	2.00	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	9.67	171.45	--	--
10	2.25	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	8.79	171.45	--	--
11	2.50	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	8.29	171.45	--	--

Foundation heel verification

Section base B= 100 cm Section height H=40 [cm]
A_{fi}=10.05 [cmq] A_{fs}=10.05 [cmq]
Stresses M=75.293 [kNm] T=188.139 [kN]
Section ultimate moment M_u = 137.6110 [kNm]
Section safety factor = 1.83

COMBINATION n° 4

Wall weight unfavourable e Backfill weight favourable

Static thrust value	204.8959	[kN]		
Horizontal component of the static thrust	188.1387	[kN]		
Vertical component of the static thrust	81.1551	[kN]		
Thrust application point	X = 2.71	[m]	Y = -2.95	[m]
Thrust inclination with respect to the normal	23.33	[°]		
Inclination of the slip surface in static conditions	50.51	[°]		
Backfill weight acting on the internal foundation	245.0957	[kN]		
Backfill barycenter	X = 1.47	[m]	Y = -1.61	[m]

Resultant

Horizontal resultant of applied loads	188.1387	[kN]
Vertical resultant of applied loads	435.8616	[kN]
Passive resistance on the downstream side	-41.5144	[kN]
Passive resistance of the foundation heel	-349.7100	[kN]
Axial force at the foundation level	435.8616	[kN]
Tangential force at the foundation level	188.1387	[kN]
Eccentricity (respect to the foundation barycenter)	0.11	[m]
Reactive foundation width	3.56	[m]
Resultant at foundation level	474.7331	[kN]
Resultant inclination (with respect to the normal)	23.35	[°]
Moment with respect to the foundation barycenter	48.9835	[kNm]
Foundation ultimate load	3391.9595	[kN]

Soil stresses

Effective foundation width	3.56	[m]
Soil stress at the external foundation vertex	145.64	[kPa]
Soil stress at the internal foundation vertex	99.25	[kPa]

Bearing resistance factors

Bearing resistance factors	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 37.15$
Shape factors	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
Load inclination factors	$i_c = 0.55$	$i_q = 0.55$	$i_\gamma = 0.11$
Depth factors	$d_c = 1.23$	$d_q = 1.11$	$d_\gamma = 1.11$
Coefficients N' involve shape factors, load inclination, depth, soil inclination, Laying surface inclination.			
	$N'_c = 31.03$	$N'_q = 20.33$	$N'_\gamma = 4.58$

SAFETY COEFFICIENT

Sliding safety coefficient	2.17
Ultimate load safety coefficient	7.78

Stresses on the wall

Combination n° 4

Y ordinate (in m) positive downwards origin at the top of the wall
 Positive moment if internal fibers are stretched, in kNm
 Axial force (positive if compressive), in kN
 Shear force (positive from the retained side), in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.20	1.6270	0.0172	0.1942
3	0.40	3.3207	0.1207	0.7766
4	0.60	5.0812	0.3887	1.7473
5	0.80	6.9084	0.8990	3.1062
6	1.00	8.8024	1.7296	4.8534
7	1.20	10.7632	2.9587	6.9889
8	1.40	12.7907	4.6641	9.5127
9	1.60	14.8849	6.9240	12.4247
10	1.80	17.0459	9.8162	15.7250
11	2.00	19.2737	13.4189	19.4136
12	2.20	21.5682	17.8099	23.4904
13	2.40	23.9295	23.0673	27.9556
14	2.60	26.3575	29.2692	32.8089
15	2.80	28.8523	36.4935	38.0506
16	3.00	31.4138	44.8182	43.6805
17	3.20	34.0421	54.3213	49.6987
18	3.40	36.7371	65.0809	56.1052
19	3.60	39.4989	77.1749	62.8999
20	3.80	42.3274	90.6814	70.0829
21	4.00	45.2227	105.6783	77.6542

Stresses on the external foundation

Combination n° 4

X abscissa X(in m) positive to the retained side with origin at the external foundation vertex
 Moment is positive if the lower fibers are stretched, in kNm
 Shear force (positive upwards), in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.06	0.2330	7.7588
3	0.12	0.9301	15.4707
4	0.18	2.0885	23.1357
5	0.24	3.7055	30.7537
6	0.30	5.7781	38.3249
7	0.36	8.3035	45.8491
8	0.42	11.2790	53.3264
9	0.48	14.7017	60.7568
10	0.54	18.5689	68.1403
11	0.60	22.8776	75.4769

Stresses on the internal foundation

Combination n° 4

X abscissa (in m) positive from the retained side with origin at the internal foundation vertex
 Moment is positive if the lower fibers are stretched, in kNm
 Shear force is positive upwards, in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.25	-2.2770	-17.9449

3	0.50	-8.7413	-32.3505
4	0.75	-18.1015	-42.2605
5	1.00	-29.7359	-50.5436
6	1.25	-43.2377	-57.1996
7	1.50	-58.2002	-62.2287
8	1.75	-74.2165	-65.6307
9	2.00	-90.8800	-67.4057
10	2.25	-107.7838	-67.5538
11	2.50	-124.5213	-66.0748

Reinforcement and stresses in the wall material

Combination n° 4

Y ordinate (in [m]) is positive downwards with origin at the top of the wall

B section base in [cm]
H section height in [cm]
 A_{fs} reinforcement area (internal side) in [cm²]
 A_{fi} reinforcement area (external side) in [cm²]
 N_u ultimate axial force in [kN]
 M_u ultimate moment in [kNm]
CS section safety factor
 V_{Rcd} concrete shear aliquot in [kN]
 V_{Rsd} reinforcement shear aliquot in [kN]
VRd Shear strength in [kN]

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0.00	100, 25	8.04	8.04	0.00	0.00	1000.00	101.40	--	--
2	0.20	100, 26	8.04	8.04	2949.94	-31.17	1813.14	103.64	--	--
3	0.40	100, 27	8.04	8.04	2731.73	-99.33	822.63	105.85	--	--
4	0.60	100, 28	8.04	8.04	2056.98	-157.34	404.82	108.03	--	--
5	0.80	100, 29	8.04	8.04	1465.21	-190.66	212.09	110.19	--	--
6	1.00	100, 30	8.04	8.04	894.04	-175.67	101.57	112.33	--	--
7	1.20	100, 31	8.04	8.04	546.80	-150.31	50.80	114.45	--	--
8	1.40	100, 32	8.04	8.04	368.42	-134.35	28.80	117.20	--	--
9	1.60	100, 33	8.04	8.04	271.98	-126.52	18.27	120.21	--	--
10	1.80	100, 34	8.04	8.04	213.61	-123.01	12.53	123.21	--	--
11	2.00	100, 35	8.04	8.04	174.87	-121.75	9.07	126.20	--	--
12	2.20	100, 37	8.04	8.04	147.49	-121.79	6.84	129.19	--	--
13	2.40	100, 38	8.04	8.04	127.24	-122.66	5.32	132.17	--	--
14	2.60	100, 39	8.04	8.04	111.73	-124.07	4.24	135.15	--	--
15	2.80	100, 40	8.04	8.04	99.52	-125.88	3.45	138.12	--	--
16	3.00	100, 41	8.04	8.04	89.69	-127.96	2.86	141.09	--	--
17	3.20	100, 42	16.08	16.08	160.52	-256.15	4.72	168.69	--	--
18	3.40	100, 43	8.04	8.04	74.92	-132.72	2.04	147.02	--	--
19	3.60	100, 44	8.04	8.04	69.25	-135.30	1.75	149.98	--	--
20	3.80	100, 45	8.04	8.04	64.41	-137.98	1.52	152.94	--	--
21	4.00	100, 46	8.04	8.04	60.23	-140.75	1.33	155.90	--	--

Reinforcement and stresses in the foundation materials

Combination n° 4

Adopted symbols

B	section base in [cm]
H	section height in [cm]
A _{fi}	lower side reinforcement area in [cmq]
A _{fs}	upper side reinforcement area in [cmq]
N _u	ultimate axial force in [kN]
M _u	ultimate moment in [kNm]
CS	section safety factor
VR _{cd}	concrete shear aliquot in [kN]
VR _{sd}	reinforcement shear aliquot in [kN]
VR _d	Shear strength in [kN]

External foundation

(X abscissa, in [m], positive to the retained side with origin at the external foundation vertex)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 50	8.04	14.07	0.00	0.00	1000.00	171.45	--	--
2	0.06	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	607.81	159.27	--	--
3	0.12	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	152.26	159.27	--	--
4	0.18	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	67.81	159.27	--	--
5	0.24	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	38.22	159.27	--	--
6	0.30	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	24.51	159.27	--	--
7	0.36	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	17.06	159.27	--	--
8	0.42	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	12.56	159.27	--	--
9	0.48	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	9.63	159.27	--	--
10	0.54	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	7.63	159.27	--	--
11	0.60	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	6.19	159.27	--	--

Internal foundation

(X abscissa, in [m], positive to the downstream side with origin at the internal foundation extremum)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 50	8.04	24.13	0.00	0.00	1000.00	171.45	--	--
2	0.25	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	107.72	171.45	--	--
3	0.50	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	28.06	171.45	--	--
4	0.75	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	13.55	171.45	--	--
5	1.00	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	8.25	171.45	--	--
6	1.25	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	5.67	171.45	--	--
7	1.50	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	4.21	171.45	--	--
8	1.75	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	3.30	171.45	--	--
9	2.00	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	2.70	171.45	--	--
10	2.25	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	2.28	171.45	--	--
11	2.50	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	1.97	171.45	--	--

Foundation heel verification

Section base B= 100 cm Section height H=40 [cm]
A_{fi}=10.05 [cmq] A_{fs}=10.05 [cmq]
Stresses M=75.293 [kNm] T=188.139 [kN]
Section ultimate moment M_u = 137.6110 [kNm]
Section safety factor = 1.83

COMBINATION n° 5

Static thrust value	204.8959	[kN]		
Horizontal component of the static thrust	188.1387	[kN]		
Vertical component of the static thrust	81.1551	[kN]		
Thrust application point	X = 2.71	[m]	Y = -2.95	[m]
Thrust inclination with respect to the normal	23.33	[°]		
Inclination of the slip surface (static conditions)	50.51	[°]		
Backfill weight (active on the internal foundation)	245.0957	[kN]		
Barycenter of the backfill acting on the internal foundation	X = 1.47	[m]	Y = -1.61	[m]

Resultant

Resultant of horizontal applied loads	188.1387	[kN]
Resultant of vertical applied loads	410.5668	[kN]
Passive resistance on the downstream side	-41.5144	[kN]
Passive resistance of the foundation heel	-333.0915	[kN]
Overturning moment with respect to the external vertex	291.9176	[kNm]
Stabilizing moment with respect to the external vertex	981.2886	[kNm]
Axial force at the foundation level	410.5668	[kN]
Tangential force at the foundation level	188.1387	[kN]
Eccentricity (with respect to the foundation barycenter)	0.10	[m]
Reactive foundation width	3.56	[m]
Resultant at foundation level	451.6207	[kN]
Resultant inclination (with respect to the normal)	24.62	[°]
Moment with respect to the foundation barycenter	41.3621	[kNm]

SAFETY COEFFICIENT

Overturning safety coefficient	3.36
--------------------------------	------

Overall stability

Combination n° 6

X abscissa positive to the retained side

Y ordinate positive upwards

Origin at the top of the wall (internal vertex)

W strip weight in [kN]

α angle between the strip base and the horizontal in [°] (positive counter-clockwise)

ϕ soil friction angle along the strip base

c soil cohesion along the strip base in [kPa]

b strip base width in [m]

u neutral pressure along the strip base in [kPa]

Bishop method

Number of analysed circles 36

Number of strips 25

Critical circle

Center coordinates X[m]= 0.00 Y[m]= 3.98

Circle radius R[m]= 9.48

Abscissa on the downstream side Xi[m]= -6.42

Abscissa on the retained side Xs[m]= 9.46

Strip width dx[m]= 0.64

Safety coefficient C= 1.76

Strips are numbered from the retained to the downstream side

Characteristics of the strips

Strip	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	33.3748	77.42	32.5740	0.0286	29.26	0	0
2	55.7485	64.16	50.1750	0.0143	29.26	0	0
3	66.0890	56.29	54.9767	0.0112	29.26	0	0
4	72.8820	49.85	55.7076	0.0097	29.26	0	0
5	77.5507	44.19	54.0577	0.0087	29.26	0	0
6	80.7092	39.04	50.8361	0.0080	29.26	0	0
7	82.6922	34.24	46.5329	0.0075	29.26	0	0
8	83.7059	29.71	41.4856	0.0072	29.26	0	0
9	83.8870	25.37	35.9470	0.0069	29.26	0	0
10	83.3300	21.19	30.1185	0.0067	29.26	0	0
11	83.2927	17.12	24.5184	0.0065	29.26	0	0
12	82.1223	13.14	18.6662	0.0064	29.26	0	0
13	79.2503	9.22	12.6988	0.0063	29.26	0	0
14	76.2494	5.35	7.1047	0.0063	29.26	0	0
15	75.8853	1.50	1.9821	0.0062	29.26	0	0
16	47.0032	-2.35	-1.9242	0.0062	29.26	0	0
17	31.2535	-6.20	-3.3752	0.0063	29.26	0	0
18	29.7713	-10.08	-5.2116	0.0063	29.26	0	0
19	28.0478	-14.01	-6.7909	0.0064	29.26	0	0
20	25.7301	-18.01	-7.9554	0.0065	29.26	0	0
21	22.7810	-22.10	-8.5716	0.0067	29.26	0	0
22	19.1484	-26.32	-8.4893	0.0069	29.26	0	0
23	14.7595	-30.69	-7.5338	0.0072	29.26	0	0
24	9.5121	-35.28	-5.4938	0.0076	29.26	0	0
25	3.2572	-40.14	-2.1000	0.0081	29.26	0	0

$\Sigma W_i = 1348.0333$ [kN]

$\Sigma W_i \sin\alpha_i = 459.9355$ [kN]

$\Sigma W_i \tan\phi_i = 755.1225$ [kN]

$\Sigma \tan\alpha_i \tan\phi_i = 5.60$

COMBINATION n° 7

Wall weight favourable e Backfill weight unfavourable

Static thrust value	224.6095	[kN]		
Horizontal component of the static thrust	206.2400	[kN]		
Vertical component of the static thrust	88.9633	[kN]		
Thrust application point	X = 2.71	[m]	Y = -2.60	[m]
Thrust inclination with respect to the normal	23.33	[°]		

Inclination of the slip surface in static conditions	52.68	[°]		
Backfill weight acting on the internal foundation	399.9134	[kN]		
Backfill barycenter	X = 1.47	[m]	Y = -1.61	[m]
Resultant				
Horizontal resultant of applied loads	206.2400	[kN]		
Vertical resultant of applied loads	573.1926	[kN]		
Passive resistance on the downstream side	-41.5144	[kN]		
Passive resistance of the foundation heel	-434.5458	[kN]		
Axial force at the foundation level	573.1926	[kN]		
Tangential force at the foundation level	206.2400	[kN]		
Eccentricity (respect to the foundation barycenter)	0.08	[m]		
Reactive foundation width	3.56	[m]		
Resultant at foundation level	609.1672	[kN]		
Resultant inclination (with respect to the normal)	19.79	[°]		
Moment with respect to the foundation barycenter	44.5769	[kNm]		
Foundation ultimate load	4172.0848	[kN]		
Soil stresses				
Effective foundation width	3.56	[m]		
Soil stress at the external foundation vertex	182.13	[kPa]		
Soil stress at the internal foundation vertex	139.92	[kPa]		

Bearing resistance factors

Bearing resistance factors	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 37.15$
Shape factors	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
Load inclination factors	$i_c = 0.61$	$i_q = 0.61$	$i_\gamma = 0.19$
Depth factors	$d_c = 1.23$	$d_q = 1.11$	$d_\gamma = 1.11$
Coefficients N' involve shape factors, load inclination, depth, soil inclination, Laying surface inclination.			
	$N'_c = 34.43$	$N'_q = 22.56$	$N'_\gamma = 7.81$

SAFETY COEFFICIENT

Sliding safety coefficient	2.43
Ultimate load safety coefficient	7.28

Stresses on the wall

Combination n° 7

Y ordinate (in m) positive downwards origin at the top of the wall

Positive moment if internal fibers are stretched, in kNm

Axial force (positive if compressive), in kN

Shear force (positive from the retained side), in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.20	1.2515	0.2345	2.3764
3	0.40	2.5544	0.9897	5.1414
4	0.60	3.9086	2.3438	8.2949
5	0.80	5.3142	4.3747	11.8367
6	1.00	6.7711	7.1602	15.7667
7	1.20	8.2794	10.7784	20.0850
8	1.40	9.8390	15.3071	24.7916
9	1.60	11.4500	20.8242	29.8865
10	1.80	13.1123	27.4078	35.3696
11	2.00	14.8259	35.1356	41.2410
12	2.20	16.5909	44.0857	47.5007
13	2.40	18.4073	54.3360	54.1486
14	2.60	20.2750	65.9643	61.1848
15	2.80	22.1940	79.0486	68.6093
16	3.00	24.1644	93.6669	76.4220
17	3.20	26.1862	109.8970	84.6231
18	3.40	28.2593	127.8163	93.2025
19	3.60	30.3837	147.4937	102.0704
20	3.80	32.5595	168.9740	111.1034
21	4.00	34.7867	192.2841	120.2428

Stresses on the external foundation

Combination n° 7

X abscissa X(in m) positive to the retained side with origin at the external foundation vertex

Moment is positive if the lower fibers are stretched, in kNm

Shear force (positive upwards), in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.06	0.3053	10.1712
3	0.12	1.2197	20.2997
4	0.18	2.7405	30.3855
5	0.24	4.8651	40.4286
6	0.30	7.5910	50.4290
7	0.36	10.9157	60.3867
8	0.42	14.8366	70.3017
9	0.48	19.3511	80.1740
10	0.54	24.4566	90.0036
11	0.60	30.1506	99.7905

Stresses on the internal foundation

Combination n° 7

X abscissa (in m) positive from the retained side with origin at the internal foundation vertex

Moment is positive if the lower fibers are stretched, in kNm

Shear force is positive upwards, in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.25	-1.6939	-13.2922

3	0.50	-6.4431	-23.5596
4	0.75	-13.1787	-30.0668
5	1.00	-21.3470	-35.0202
6	1.25	-30.5594	-38.4200
7	1.50	-40.4275	-40.2659
8	1.75	-50.5629	-40.5582
9	2.00	-60.5771	-39.2967
10	2.25	-70.0817	-36.4814
11	2.50	-78.6883	-32.1125

Reinforcement and stresses in the wall material

Combination n° 7

Y ordinate (in [m]) is positive downwards with origin at the top of the wall

B section base in [cm]
H section height in [cm]
 A_{fs} reinforcement area (internal side) in [cm²]
 A_{fi} reinforcement area (external side) in [cm²]
 N_u ultimate axial force in [kN]
 M_u ultimate moment in [kNm]
CS section safety factor
 V_{Rcd} concrete shear aliquot in [kN]
 V_{Rsd} reinforcement shear aliquot in [kN]
VRd Shear strength in [kN]

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0.00	100, 25	8.04	8.04	0.00	0.00	1000.00	101.40	--	--
2	0.20	100, 26	8.04	8.04	706.74	-132.39	564.70	103.59	--	--
3	0.40	100, 27	8.04	8.04	249.49	-96.67	97.67	105.74	--	--
4	0.60	100, 28	8.04	8.04	150.75	-90.40	38.57	107.87	--	--
5	0.80	100, 29	8.04	8.04	108.86	-89.61	20.48	109.98	--	--
6	1.00	100, 30	8.04	8.04	85.72	-90.64	12.66	112.06	--	--
7	1.20	100, 31	8.04	8.04	71.05	-92.50	8.58	114.11	--	--
8	1.40	100, 32	8.04	8.04	60.93	-94.79	6.19	116.80	--	--
9	1.60	100, 33	8.04	8.04	53.52	-97.34	4.67	119.74	--	--
10	1.80	100, 34	8.04	8.04	47.87	-100.07	3.65	122.67	--	--
11	2.00	100, 35	8.04	8.04	43.42	-102.91	2.93	125.59	--	--
12	2.20	100, 37	8.04	8.04	39.83	-105.84	2.40	128.50	--	--
13	2.40	100, 38	8.04	8.04	36.87	-108.83	2.00	131.41	--	--
14	2.60	100, 39	8.04	8.04	34.38	-111.86	1.70	134.31	--	--
15	2.80	100, 40	8.04	8.04	32.27	-114.93	1.45	137.20	--	--
16	3.00	100, 41	8.04	8.04	30.45	-118.04	1.26	140.08	--	--
17	3.20	100, 42	16.08	16.08	56.84	-238.53	2.17	167.60	--	--
18	3.40	100, 43	8.04	8.04	27.48	-124.31	0.97	145.84	--	--
19	3.60	100, 44	8.04	8.04	26.26	-127.48	0.86	148.71	--	--
20	3.80	100, 45	8.04	8.04	25.18	-130.66	0.77	151.58	--	--
21	4.00	100, 46	8.04	8.04	24.21	-133.85	0.70	154.44	--	--

Reinforcement and stresses in the foundation materials

Combination n° 7

Adopted symbols

B	section base in [cm]
H	section height in [cm]
A _{fi}	lower side reinforcement area in [cmq]
A _{fs}	upper side reinforcement area in [cmq]
N _u	ultimate axial force in [kN]
M _u	ultimate moment in [kNm]
CS	section safety factor
VR _{cd}	concrete shear aliquot in [kN]
VR _{sd}	reinforcement shear aliquot in [kN]
VR _d	Shear strength in [kN]

External foundation

(X abscissa, in [m], positive to the retained side with origin at the external foundation vertex)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 50	8.04	14.07	0.00	0.00	1000.00	171.45	--	--
2	0.06	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	463.79	159.27	--	--
3	0.12	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	116.11	159.27	--	--
4	0.18	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	51.68	159.27	--	--
5	0.24	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	29.11	159.27	--	--
6	0.30	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	18.66	159.27	--	--
7	0.36	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	12.97	159.27	--	--
8	0.42	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	9.55	159.27	--	--
9	0.48	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	7.32	159.27	--	--
10	0.54	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	5.79	159.27	--	--
11	0.60	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	4.70	159.27	--	--

Internal foundation

(X abscissa, in [m], positive to the downstream side with origin at the internal foundation extremum)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 50	8.04	24.13	0.00	0.00	1000.00	171.45	--	--
2	0.25	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	144.81	171.45	--	--
3	0.50	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	38.07	171.45	--	--
4	0.75	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	18.61	171.45	--	--
5	1.00	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	11.49	171.45	--	--
6	1.25	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	8.03	171.45	--	--
7	1.50	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	6.07	171.45	--	--
8	1.75	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	4.85	171.45	--	--
9	2.00	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	4.05	171.45	--	--
10	2.25	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	3.50	171.45	--	--
11	2.50	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	3.12	171.45	--	--

Foundation heel verification

Section base B= 100 cm Section height H=40 [cm]
A_{fi}=10.05 [cmq] A_{fs}=10.05 [cmq]
Stresses M=82.537 [kNm] T=206.240 [kN]
Section ultimate moment M_u = 137.6110 [kNm]
Section safety factor = 1.67

COMBINATION n° 8

Wall weight unfavourable e Backfill weight favourable

Static thrust value	224.6095	[kN]		
Horizontal component of the static thrust	206.2400	[kN]		
Vertical component of the static thrust	88.9633	[kN]		
Thrust application point	X = 2.71	[m]	Y = -2.60	[m]
Thrust inclination with respect to the normal	23.33	[°]		
Inclination of the slip surface in static conditions	52.68	[°]		
Backfill weight acting on the internal foundation	326.3847	[kN]		
Backfill barycenter	X = 1.47	[m]	Y = -1.61	[m]

Resultant

Horizontal resultant of applied loads	206.2400	[kN]
Vertical resultant of applied loads	524.9587	[kN]
Passive resistance on the downstream side	-41.5144	[kN]
Passive resistance of the foundation heel	-410.1093	[kN]
Axial force at the foundation level	524.9587	[kN]
Tangential force at the foundation level	206.2400	[kN]
Eccentricity (respect to the foundation barycenter)	0.17	[m]
Reactive foundation width	3.56	[m]
Resultant at foundation level	564.0182	[kN]
Resultant inclination (with respect to the normal)	21.45	[°]
Moment with respect to the foundation barycenter	91.6539	[kNm]
Foundation ultimate load	3608.5411	[kN]

Soil stresses

Effective foundation width	3.56	[m]
Soil stress at the external foundation vertex	190.88	[kPa]
Soil stress at the internal foundation vertex	104.08	[kPa]

Bearing resistance factors

Bearing resistance factors	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 37.15$
Shape factors	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
Load inclination factors	$i_c = 0.58$	$i_q = 0.58$	$i_\gamma = 0.15$
Depth factors	$d_c = 1.23$	$d_q = 1.11$	$d_\gamma = 1.11$
Coefficients N' involve shape factors, load inclination, depth, soil inclination, Laying surface inclination.			
	$N'_c = 32.82$	$N'_q = 21.51$	$N'_\gamma = 6.20$

SAFETY COEFFICIENT

Sliding safety coefficient	2.28
Ultimate load safety coefficient	6.87

Stresses on the wall

Combination n° 8

Y ordinate (in m) positive downwards origin at the top of the wall

Positive moment if internal fibers are stretched, in kNm

Axial force (positive if compressive), in kN

Shear force (positive from the retained side), in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.20	1.6270	0.2354	2.3764
3	0.40	3.3207	0.9937	5.1414
4	0.60	5.0812	2.3528	8.2949
5	0.80	6.9084	4.3910	11.8367
6	1.00	8.8024	7.1860	15.7667
7	1.20	10.7632	10.8160	20.0850
8	1.40	12.7907	15.3589	24.7916
9	1.60	14.8849	20.8929	29.8865
10	1.80	17.0459	27.4957	35.3696
11	2.00	19.2737	35.2456	41.2410
12	2.20	21.5682	44.2204	47.5007
13	2.40	23.9295	54.4981	54.1486
14	2.60	26.3575	66.1569	61.1848
15	2.80	28.8523	79.2746	68.6093
16	3.00	31.4138	93.9294	76.4220
17	3.20	34.0421	110.1991	84.6231
18	3.40	36.7371	128.1613	93.2025
19	3.60	39.4989	147.8848	102.0704
20	3.80	42.3274	169.4146	111.1034
21	4.00	45.2227	192.7778	120.2428

Stresses on the external foundation

Combination n° 8

X abscissa X(in m) positive to the retained side with origin at the external foundation vertex

Moment is positive if the lower fibers are stretched, in kNm

Shear force (positive upwards), in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.06	0.3140	10.4525
3	0.12	1.2525	20.8172
4	0.18	2.8103	31.0941
5	0.24	4.9821	41.2833
6	0.30	7.7626	51.3846
7	0.36	11.1465	61.3982
8	0.42	15.1286	71.3240
9	0.48	19.7036	81.1620
10	0.54	24.8663	90.9122
11	0.60	30.6113	100.5746

Stresses on the internal foundation

Combination n° 8

X abscissa (in m) positive from the retained side with origin at the internal foundation vertex

Moment is positive if the lower fibers are stretched, in kNm

Shear force is positive upwards, in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.25	-3.0342	-23.8840

3	0.50	-11.6517	-43.5192
4	0.75	-24.3839	-57.9493
5	1.00	-40.4316	-70.0429
6	1.25	-59.2107	-79.7999
7	1.50	-80.1369	-87.2204
8	1.75	-102.6262	-92.3044
9	2.00	-126.0944	-95.0518
10	2.25	-149.9573	-95.4627
11	2.50	-173.6310	-93.5370

Reinforcement and stresses in the wall material

Combination n° 8

Y ordinate (in [m]) is positive downwards with origin at the top of the wall

B section base in [cm]
H section height in [cm]
 A_{fs} reinforcement area (internal side) in [cm²]
 A_{fi} reinforcement area (external side) in [cm²]
 N_u ultimate axial force in [kN]
 M_u ultimate moment in [kNm]
CS section safety factor
 V_{Rcd} concrete shear aliquot in [kN]
 V_{Rsd} reinforcement shear aliquot in [kN]
VRd Shear strength in [kN]

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0.00	100, 25	8.04	8.04	0.00	0.00	1000.00	101.40	--	--
2	0.20	100, 26	8.04	8.04	1036.66	-150.01	637.17	103.64	--	--
3	0.40	100, 27	8.04	8.04	362.18	-108.38	109.07	105.85	--	--
4	0.60	100, 28	8.04	8.04	208.89	-96.73	41.11	108.03	--	--
5	0.80	100, 29	8.04	8.04	148.01	-94.07	21.42	110.19	--	--
6	1.00	100, 30	8.04	8.04	115.35	-94.16	13.10	112.33	--	--
7	1.20	100, 31	8.04	8.04	94.99	-95.46	8.83	114.45	--	--
8	1.40	100, 32	8.04	8.04	81.10	-97.38	6.34	117.20	--	--
9	1.60	100, 33	8.04	8.04	71.01	-99.68	4.77	120.21	--	--
10	1.80	100, 34	8.04	8.04	63.37	-102.21	3.72	123.21	--	--
11	2.00	100, 35	8.04	8.04	57.37	-104.91	2.98	126.20	--	--
12	2.20	100, 37	8.04	8.04	52.54	-107.72	2.44	129.19	--	--
13	2.40	100, 38	8.04	8.04	48.57	-110.62	2.03	132.17	--	--
14	2.60	100, 39	8.04	8.04	45.25	-113.58	1.72	135.15	--	--
15	2.80	100, 40	8.04	8.04	42.43	-116.59	1.47	138.12	--	--
16	3.00	100, 41	8.04	8.04	40.01	-119.64	1.27	141.09	--	--
17	3.20	100, 42	16.08	16.08	74.62	-241.56	2.19	168.69	--	--
18	3.40	100, 43	8.04	8.04	36.07	-125.83	0.98	147.02	--	--
19	3.60	100, 44	8.04	8.04	34.45	-128.97	0.87	149.98	--	--
20	3.80	100, 45	8.04	8.04	33.01	-132.12	0.78	152.94	--	--
21	4.00	100, 46	8.04	8.04	31.74	-135.29	0.70	155.90	--	--

Reinforcement and stresses in the foundation materials

Combination n° 8

Adopted symbols

B	section base in [cm]
H	section height in [cm]
A _{fi}	lower side reinforcement area in [cmq]
A _{fs}	upper side reinforcement area in [cmq]
N _u	ultimate axial force in [kN]
M _u	ultimate moment in [kNm]
CS	section safety factor
VR _{cd}	concrete shear aliquot in [kN]
VR _{sd}	reinforcement shear aliquot in [kN]
VR _d	Shear strength in [kN]

External foundation

(X abscissa, in [m], positive to the retained side with origin at the external foundation vertex)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 50	8.04	14.07	0.00	0.00	1000.00	171.45	--	--
2	0.06	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	451.00	159.27	--	--
3	0.12	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	113.07	159.27	--	--
4	0.18	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	50.39	159.27	--	--
5	0.24	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	28.43	159.27	--	--
6	0.30	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	18.24	159.27	--	--
7	0.36	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	12.71	159.27	--	--
8	0.42	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	9.36	159.27	--	--
9	0.48	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	7.19	159.27	--	--
10	0.54	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	5.70	159.27	--	--
11	0.60	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	4.63	159.27	--	--

Internal foundation

(X abscissa, in [m], positive to the downstream side with origin at the internal foundation extremum)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 50	8.04	24.13	0.00	0.00	1000.00	171.45	--	--
2	0.25	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	80.84	171.45	--	--
3	0.50	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	21.05	171.45	--	--
4	0.75	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	10.06	171.45	--	--
5	1.00	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	6.07	171.45	--	--
6	1.25	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	4.14	171.45	--	--
7	1.50	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	3.06	171.45	--	--
8	1.75	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	2.39	171.45	--	--
9	2.00	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	1.95	171.45	--	--
10	2.25	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	1.64	171.45	--	--
11	2.50	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	1.41	171.45	--	--

Foundation heel verification

Section base B= 100 cm Section height H=40 [cm]
A_{fi}=10.05 [cmq] A_{fs}=10.05 [cmq]
Stresses M=82.537 [kNm] T=206.240 [kN]
Section ultimate moment M_u = 137.6110 [kNm]
Section safety factor = 1.67

COMBINATION n° 9

Wall weight favourable e Backfill weight favourable

Static thrust value	224.6095	[kN]		
Horizontal component of the static thrust	206.2400	[kN]		
Vertical component of the static thrust	88.9633	[kN]		
Thrust application point	X = 2.71	[m]	Y = -2.60	[m]
Thrust inclination with respect to the normal	23.33	[°]		
Inclination of the slip surface in static conditions	52.68	[°]		
Backfill weight acting on the internal foundation	326.3847	[kN]		
Backfill barycenter	X = 1.47	[m]	Y = -1.61	[m]

Resultant

Horizontal resultant of applied loads	206.2400	[kN]
Vertical resultant of applied loads	499.6639	[kN]
Passive resistance on the downstream side	-41.5144	[kN]
Passive resistance of the foundation heel	-393.4907	[kN]
Axial force at the foundation level	499.6639	[kN]
Tangential force at the foundation level	206.2400	[kN]
Eccentricity (respect to the foundation barycenter)	0.17	[m]
Reactive foundation width	3.56	[m]
Resultant at foundation level	540.5543	[kN]
Resultant inclination (with respect to the normal)	22.43	[°]
Moment with respect to the foundation barycenter	84.0325	[kNm]
Foundation ultimate load	3441.0530	[kN]

Soil stresses

Effective foundation width	3.56	[m]
Soil stress at the external foundation vertex	180.16	[kPa]
Soil stress at the internal foundation vertex	100.58	[kPa]

Bearing resistance factors

Bearing resistance factors	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 37.15$
Shape factors	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
Load inclination factors	$i_c = 0.56$	$i_q = 0.56$	$i_\gamma = 0.13$
Depth factors	$d_c = 1.23$	$d_q = 1.11$	$d_\gamma = 1.11$
Coefficients N' involve shape factors, load inclination, depth, soil inclination, Laying surface inclination.			
	$N'_c = 31.89$	$N'_q = 20.90$	$N'_\gamma = 5.34$

SAFETY COEFFICIENT

Sliding safety coefficient	2.20
Ultimate load safety coefficient	6.89

Stresses on the wall

Combination n° 9

Y ordinate (in m) positive downwards origin at the top of the wall

Positive moment if internal fibers are stretched, in kNm

Axial force (positive if compressive), in kN

Shear force (positive from the retained side), in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.20	1.2515	0.2345	2.3764
3	0.40	2.5544	0.9897	5.1414
4	0.60	3.9086	2.3438	8.2949
5	0.80	5.3142	4.3747	11.8367
6	1.00	6.7711	7.1602	15.7667
7	1.20	8.2794	10.7784	20.0850
8	1.40	9.8390	15.3071	24.7916
9	1.60	11.4500	20.8242	29.8865
10	1.80	13.1123	27.4078	35.3696
11	2.00	14.8259	35.1356	41.2410
12	2.20	16.5909	44.0857	47.5007
13	2.40	18.4073	54.3360	54.1486
14	2.60	20.2750	65.9643	61.1848
15	2.80	22.1940	79.0486	68.6093
16	3.00	24.1644	93.6669	76.4220
17	3.20	26.1862	109.8970	84.6231
18	3.40	28.2593	127.8163	93.2025
19	3.60	30.3837	147.4937	102.0704
20	3.80	32.5595	168.9740	111.1034
21	4.00	34.7867	192.2841	120.2428

Stresses on the external foundation

Combination n° 9

X abscissa X(in m) positive to the retained side with origin at the external foundation vertex

Moment is positive if the lower fibers are stretched, in kNm

Shear force (positive upwards), in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.06	0.3014	10.0339
3	0.12	1.2025	19.9873
4	0.18	2.6983	29.8602
5	0.24	4.7841	39.6527
6	0.30	7.4550	49.3647
7	0.36	10.7062	58.9961
8	0.42	14.5329	68.5471
9	0.48	18.9303	78.0176
10	0.54	23.8934	87.4076
11	0.60	29.4176	96.7172

Stresses on the internal foundation

Combination n° 9

X abscissa (in m) positive from the retained side with origin at the internal foundation vertex

Moment is positive if the lower fibers are stretched, in kNm

Shear force is positive upwards, in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.25	-2.8959	-22.7990

3	0.50	-11.1418	-41.9172
4	0.75	-23.5049	-56.6190
5	1.00	-39.2672	-69.1111
6	1.25	-57.8763	-79.3933
7	1.50	-78.7797	-87.4657
8	1.75	-101.4250	-93.3283
9	2.00	-125.2597	-96.9811
10	2.25	-149.7313	-98.4240
11	2.50	-174.2875	-97.6572

Reinforcement and stresses in the wall material

Combination n° 9

Y ordinate (in [m]) is positive downwards with origin at the top of the wall

B section base in [cm]
H section height in [cm]
 A_{fs} reinforcement area (internal side) in [cm²]
 A_{fi} reinforcement area (external side) in [cm²]
 N_u ultimate axial force in [kN]
 M_u ultimate moment in [kNm]
CS section safety factor
 V_{Rcd} concrete shear aliquot in [kN]
 V_{Rsd} reinforcement shear aliquot in [kN]
VRd Shear strength in [kN]

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0.00	100, 25	8.04	8.04	0.00	0.00	1000.00	101.40	--	--
2	0.20	100, 26	8.04	8.04	706.74	-132.39	564.70	103.59	--	--
3	0.40	100, 27	8.04	8.04	249.49	-96.67	97.67	105.74	--	--
4	0.60	100, 28	8.04	8.04	150.75	-90.40	38.57	107.87	--	--
5	0.80	100, 29	8.04	8.04	108.86	-89.61	20.48	109.98	--	--
6	1.00	100, 30	8.04	8.04	85.72	-90.64	12.66	112.06	--	--
7	1.20	100, 31	8.04	8.04	71.05	-92.50	8.58	114.11	--	--
8	1.40	100, 32	8.04	8.04	60.93	-94.79	6.19	116.80	--	--
9	1.60	100, 33	8.04	8.04	53.52	-97.34	4.67	119.74	--	--
10	1.80	100, 34	8.04	8.04	47.87	-100.07	3.65	122.67	--	--
11	2.00	100, 35	8.04	8.04	43.42	-102.91	2.93	125.59	--	--
12	2.20	100, 37	8.04	8.04	39.83	-105.84	2.40	128.50	--	--
13	2.40	100, 38	8.04	8.04	36.87	-108.83	2.00	131.41	--	--
14	2.60	100, 39	8.04	8.04	34.38	-111.86	1.70	134.31	--	--
15	2.80	100, 40	8.04	8.04	32.27	-114.93	1.45	137.20	--	--
16	3.00	100, 41	8.04	8.04	30.45	-118.04	1.26	140.08	--	--
17	3.20	100, 42	16.08	16.08	56.84	-238.53	2.17	167.60	--	--
18	3.40	100, 43	8.04	8.04	27.48	-124.31	0.97	145.84	--	--
19	3.60	100, 44	8.04	8.04	26.26	-127.48	0.86	148.71	--	--
20	3.80	100, 45	8.04	8.04	25.18	-130.66	0.77	151.58	--	--
21	4.00	100, 46	8.04	8.04	24.21	-133.85	0.70	154.44	--	--

Reinforcement and stresses in the foundation materials

Combination n° 9

Adopted symbols

B	section base in [cm]
H	section height in [cm]
A _{fi}	lower side reinforcement area in [cmq]
A _{fs}	upper side reinforcement area in [cmq]
N _u	ultimate axial force in [kN]
M _u	ultimate moment in [kNm]
CS	section safety factor
VR _{cd}	concrete shear aliquot in [kN]
VR _{sd}	reinforcement shear aliquot in [kN]
VR _d	Shear strength in [kN]

External foundation

(X abscissa, in [m], positive to the retained side with origin at the external foundation vertex)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 50	8.04	14.07	0.00	0.00	1000.00	171.45	--	--
2	0.06	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	469.84	159.27	--	--
3	0.12	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	117.77	159.27	--	--
4	0.18	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	52.48	159.27	--	--
5	0.24	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	29.60	159.27	--	--
6	0.30	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	19.00	159.27	--	--
7	0.36	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	13.23	159.27	--	--
8	0.42	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	9.74	159.27	--	--
9	0.48	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	7.48	159.27	--	--
10	0.54	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	5.93	159.27	--	--
11	0.60	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	4.81	159.27	--	--

Internal foundation

(X abscissa, in [m], positive to the downstream side with origin at the internal foundation extremum)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 50	8.04	24.13	0.00	0.00	1000.00	171.45	--	--
2	0.25	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	84.70	171.45	--	--
3	0.50	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	22.01	171.45	--	--
4	0.75	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	10.44	171.45	--	--
5	1.00	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	6.25	171.45	--	--
6	1.25	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	4.24	171.45	--	--
7	1.50	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	3.11	171.45	--	--
8	1.75	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	2.42	171.45	--	--
9	2.00	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	1.96	171.45	--	--
10	2.25	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	1.64	171.45	--	--
11	2.50	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	1.41	171.45	--	--

Foundation heel verification

Section base B= 100 cm Section height H=40 [cm]
A_{fi}=10.05 [cmq] A_{fs}=10.05 [cmq]
Stresses M=82.537 [kNm] T=206.240 [kN]
Section ultimate moment M_u = 137.6110 [kNm]
Section safety factor = 1.67

COMBINATION n° 10

Wall weight unfavourable e Backfill weight unfavourable

Static thrust value	224.6095	[kN]		
Horizontal component of the static thrust	206.2400	[kN]		
Vertical component of the static thrust	88.9633	[kN]		
Thrust application point	X = 2.71	[m]	Y = -2.60	[m]
Thrust inclination with respect to the normal	23.33	[°]		
Inclination of the slip surface in static conditions	52.68	[°]		
Backfill weight acting on the internal foundation	399.9134	[kN]		
Backfill barycenter	X = 1.47	[m]	Y = -1.61	[m]

Resultant

Horizontal resultant of applied loads	206.2400	[kN]
Vertical resultant of applied loads	598.4874	[kN]
Passive resistance on the downstream side	-41.5144	[kN]
Passive resistance of the foundation heel	-451.1643	[kN]
Axial force at the foundation level	598.4874	[kN]
Tangential force at the foundation level	206.2400	[kN]
Eccentricity (respect to the foundation barycenter)	0.09	[m]
Reactive foundation width	3.56	[m]
Resultant at foundation level	633.0261	[kN]
Resultant inclination (with respect to the normal)	19.01	[°]
Moment with respect to the foundation barycenter	52.1982	[kNm]
Foundation ultimate load	4318.5325	[kN]

Soil stresses

Effective foundation width	3.56	[m]
Soil stress at the external foundation vertex	192.85	[kPa]
Soil stress at the internal foundation vertex	143.41	[kPa]

Bearing resistance factors

Bearing resistance factors	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 37.15$
Shape factors	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
Load inclination factors	$i_c = 0.62$	$i_q = 0.62$	$i_\gamma = 0.21$
Depth factors	$d_c = 1.23$	$d_q = 1.11$	$d_\gamma = 1.11$
Coefficients N' involve shape factors, load inclination, depth, soil inclination, Laying surface inclination.			
	$N'_c = 35.20$	$N'_q = 23.06$	$N'_\gamma = 8.63$

SAFETY COEFFICIENT

Sliding safety coefficient	2.51
Ultimate load safety coefficient	7.22

Stresses on the wall

Combination n° 10

Y ordinate (in m) positive downwards origin at the top of the wall
Positive moment if internal fibers are stretched, in kNm
Axial force (positive if compressive), in kN
Shear force (positive from the retained side), in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.20	1.6270	0.2354	2.3764
3	0.40	3.3207	0.9937	5.1414
4	0.60	5.0812	2.3528	8.2949
5	0.80	6.9084	4.3910	11.8367
6	1.00	8.8024	7.1860	15.7667
7	1.20	10.7632	10.8160	20.0850
8	1.40	12.7907	15.3589	24.7916
9	1.60	14.8849	20.8929	29.8865
10	1.80	17.0459	27.4957	35.3696
11	2.00	19.2737	35.2456	41.2410
12	2.20	21.5682	44.2204	47.5007
13	2.40	23.9295	54.4981	54.1486
14	2.60	26.3575	66.1569	61.1848
15	2.80	28.8523	79.2746	68.6093
16	3.00	31.4138	93.9294	76.4220
17	3.20	34.0421	110.1991	84.6231
18	3.40	36.7371	128.1613	93.2025
19	3.60	39.4989	147.8848	102.0704
20	3.80	42.3274	169.4146	111.1034
21	4.00	45.2227	192.7778	120.2428

Stresses on the external foundation

Combination n° 10

X abscissa X(in m) positive to the retained side with origin at the external foundation vertex
Moment is positive if the lower fibers are stretched, in kNm
Shear force (positive upwards), in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.06	0.3179	10.5898
3	0.12	1.2698	21.1296
4	0.18	2.8525	31.6193
5	0.24	5.0631	42.0591
6	0.30	7.8986	52.4489
7	0.36	11.3560	62.7887
8	0.42	15.4322	73.0785
9	0.48	20.1244	83.3183
10	0.54	25.4294	93.5082
11	0.60	31.3444	103.6480

Stresses on the internal foundation

Combination n° 10

X abscissa (in m) positive from the retained side with origin at the internal foundation vertex
Moment is positive if the lower fibers are stretched, in kNm
Shear force is positive upwards, in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.25	-1.8322	-14.3772

3	0.50	-6.9529	-25.1616
4	0.75	-14.0578	-31.3971
5	1.00	-22.5114	-35.9521
6	1.25	-31.8938	-38.8266
7	1.50	-41.7847	-40.0207
8	1.75	-51.7641	-39.5343
9	2.00	-61.4118	-37.3674
10	2.25	-70.3077	-33.5201
11	2.50	-78.0318	-27.9923

Reinforcement and stresses in the wall material

Combination n° 10

Y ordinate (in [m]) is positive downwards with origin at the top of the wall

B section base in [cm]
H section height in [cm]
 A_{fs} reinforcement area (internal side) in [cm²]
 A_{fi} reinforcement area (external side) in [cm²]
 N_u ultimate axial force in [kN]
 M_u ultimate moment in [kNm]
CS section safety factor
 V_{Rcd} concrete shear aliquot in [kN]
 V_{Rsd} reinforcement shear aliquot in [kN]
VRd Shear strength in [kN]

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0.00	100, 25	8.04	8.04	0.00	0.00	1000.00	101.40	--	--
2	0.20	100, 26	8.04	8.04	1036.66	-150.01	637.17	103.64	--	--
3	0.40	100, 27	8.04	8.04	362.18	-108.38	109.07	105.85	--	--
4	0.60	100, 28	8.04	8.04	208.89	-96.73	41.11	108.03	--	--
5	0.80	100, 29	8.04	8.04	148.01	-94.07	21.42	110.19	--	--
6	1.00	100, 30	8.04	8.04	115.35	-94.16	13.10	112.33	--	--
7	1.20	100, 31	8.04	8.04	94.99	-95.46	8.83	114.45	--	--
8	1.40	100, 32	8.04	8.04	81.10	-97.38	6.34	117.20	--	--
9	1.60	100, 33	8.04	8.04	71.01	-99.68	4.77	120.21	--	--
10	1.80	100, 34	8.04	8.04	63.37	-102.21	3.72	123.21	--	--
11	2.00	100, 35	8.04	8.04	57.37	-104.91	2.98	126.20	--	--
12	2.20	100, 37	8.04	8.04	52.54	-107.72	2.44	129.19	--	--
13	2.40	100, 38	8.04	8.04	48.57	-110.62	2.03	132.17	--	--
14	2.60	100, 39	8.04	8.04	45.25	-113.58	1.72	135.15	--	--
15	2.80	100, 40	8.04	8.04	42.43	-116.59	1.47	138.12	--	--
16	3.00	100, 41	8.04	8.04	40.01	-119.64	1.27	141.09	--	--
17	3.20	100, 42	16.08	16.08	74.62	-241.56	2.19	168.69	--	--
18	3.40	100, 43	8.04	8.04	36.07	-125.83	0.98	147.02	--	--
19	3.60	100, 44	8.04	8.04	34.45	-128.97	0.87	149.98	--	--
20	3.80	100, 45	8.04	8.04	33.01	-132.12	0.78	152.94	--	--
21	4.00	100, 46	8.04	8.04	31.74	-135.29	0.70	155.90	--	--

Reinforcement and stresses in the foundation materials

Combination n° 10

Adopted symbols

B	section base in [cm]
H	section height in [cm]
A _{fi}	lower side reinforcement area in [cmq]
A _{fs}	upper side reinforcement area in [cmq]
N _u	ultimate axial force in [kN]
M _u	ultimate moment in [kNm]
CS	section safety factor
VR _{cd}	concrete shear aliquot in [kN]
VR _{sd}	reinforcement shear aliquot in [kN]
VR _d	Shear strength in [kN]

External foundation

(X abscissa, in [m], positive to the retained side with origin at the external foundation vertex)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 50	8.04	14.07	0.00	0.00	1000.00	171.45	--	--
2	0.06	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	445.42	159.27	--	--
3	0.12	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	111.53	159.27	--	--
4	0.18	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	49.65	159.27	--	--
5	0.24	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	27.97	159.27	--	--
6	0.30	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	17.93	159.27	--	--
7	0.36	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	12.47	159.27	--	--
8	0.42	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	9.18	159.27	--	--
9	0.48	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	7.04	159.27	--	--
10	0.54	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	5.57	159.27	--	--
11	0.60	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	4.52	159.27	--	--

Internal foundation

(X abscissa, in [m], positive to the downstream side with origin at the internal foundation extremum)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 50	8.04	24.13	0.00	0.00	1000.00	171.45	--	--
2	0.25	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	133.88	171.45	--	--
3	0.50	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	35.28	171.45	--	--
4	0.75	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	17.45	171.45	--	--
5	1.00	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	10.90	171.45	--	--
6	1.25	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	7.69	171.45	--	--
7	1.50	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	5.87	171.45	--	--
8	1.75	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	4.74	171.45	--	--
9	2.00	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	3.99	171.45	--	--
10	2.25	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	3.49	171.45	--	--
11	2.50	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	3.14	171.45	--	--

Foundation heel verification

Section base B= 100 cm Section height H=40 [cm]
A_{fi}=10.05 [cmq] A_{fs}=10.05 [cmq]
Stresses M=82.537 [kNm] T=206.240 [kN]
Section ultimate moment M_u = 137.6110 [kNm]
Section safety factor = 1.67

COMBINATION n° 11

Static thrust value	224.6095	[kN]		
Horizontal component of the static thrust	206.2400	[kN]		
Vertical component of the static thrust	88.9633	[kN]		
Thrust application point	X = 2.71	[m]	Y = -2.60	[m]
Thrust inclination with respect to the normal	23.33	[°]		
Inclination of the slip surface (static conditions)	52.68	[°]		
Backfill weight (active on the internal foundation)	326.3847	[kN]		
Barycenter of the backfill acting on the internal foundation	X = 1.47	[m]	Y = -1.61	[m]

Resultant

Resultant of horizontal applied loads	206.2400	[kN]
Resultant of vertical applied loads	499.6639	[kN]
Passive resistance on the downstream side	-41.5144	[kN]
Passive resistance of the foundation heel	-393.4907	[kN]
Overturning moment with respect to the external vertex	392.1049	[kNm]
Stabilizing moment with respect to the external vertex	1197.3819	[kNm]
Axial force at the foundation level	499.6639	[kN]
Tangential force at the foundation level	206.2400	[kN]
Eccentricity (with respect to the foundation barycenter)	0.17	[m]
Reactive foundation width	3.56	[m]
Resultant at foundation level	540.5543	[kN]
Resultant inclination (with respect to the normal)	22.43	[°]
Moment with respect to the foundation barycenter	84.0325	[kNm]

SAFETY COEFFICIENT

Overturning safety coefficient	3.05
--------------------------------	------

Overall stability

Combination n° 12

X abscissa positive to the retained side

Y ordinate positive upwards

Origin at the top of the wall (internal vertex)

W strip weight in [kN]

α angle between the strip base and the horizontal in [°] (positive counter-clockwise)

ϕ soil friction angle along the strip base

c soil cohesion along the strip base in [kPa]

b strip base width in [m]

u neutral pressure along the strip base in [kPa]

Bishop method

Number of analysed circles 36

Number of strips 25

Critical circle

Center coordinates X[m]= 0.00 Y[m]= 3.98

Circle radius R[m]= 9.48

Abscissa on the downstream side Xi[m]= -6.42

Abscissa on the retained side Xs[m]= 9.46

Strip width dx[m]= 0.64

Safety coefficient C= 1.78

Strips are numbered from the retained to the downstream side

Characteristics of the strips

Strip	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	33.3748	77.42	32.5740	0.0286	29.26	0	0
2	55.7485	64.16	50.1750	0.0143	29.26	0	0
3	66.0890	56.29	54.9767	0.0112	29.26	0	0
4	72.8820	49.85	55.7076	0.0097	29.26	0	0
5	77.5507	44.19	54.0577	0.0087	29.26	0	0
6	80.7092	39.04	50.8361	0.0080	29.26	0	0
7	82.6922	34.24	46.5329	0.0075	29.26	0	0
8	99.9480	29.71	49.5353	0.0072	29.26	0	0
9	100.3987	25.37	43.0226	0.0069	29.26	0	0
10	99.8418	21.19	36.0865	0.0067	29.26	0	0
11	99.8045	17.12	29.3789	0.0065	29.26	0	0
12	98.6341	13.14	22.4193	0.0064	29.26	0	0
13	95.7621	9.22	15.3446	0.0063	29.26	0	0
14	92.7611	5.35	8.6432	0.0063	29.26	0	0
15	90.5727	1.50	2.3657	0.0062	29.26	0	0
16	47.0032	-2.35	-1.9242	0.0062	29.26	0	0
17	31.2535	-6.20	-3.3752	0.0063	29.26	0	0
18	29.7713	-10.08	-5.2116	0.0063	29.26	0	0
19	28.0478	-14.01	-6.7909	0.0064	29.26	0	0
20	25.7301	-18.01	-7.9554	0.0065	29.26	0	0
21	22.7810	-22.10	-8.5716	0.0067	29.26	0	0
22	19.1484	-26.32	-8.4893	0.0069	29.26	0	0
23	14.7595	-30.69	-7.5338	0.0072	29.26	0	0
24	9.5121	-35.28	-5.4938	0.0076	29.26	0	0
25	3.2572	-40.14	-2.1000	0.0081	29.26	0	0

$\Sigma W_i = 1478.0333$ [kN]

$\Sigma W_i \sin\alpha_i = 494.2103$ [kN]

$\Sigma W_i \tan\phi_i = 827.9441$ [kN]

$\Sigma \tan\alpha_i \tan\phi_i = 5.60$

COMBINATION n° 13

Static thrust value	157.6122	[kN]		
Horizontal component of the static thrust	144.7221	[kN]		
Vertical component of the static thrust	62.4270	[kN]		
Thrust application point	X = 2.71	[m]	Y = -2.95	[m]
Thrust inclination with respect to the normal	23.33	[°]		
Inclination of the slip surface in static conditions	50.51	[°]		

Seismic thrust increment	146.6716	[kN]		
Application point of the seismic thrust increment	X = 2.71	[m]	Y = -2.95	[m]
Inclination of the slip surface (seismic conditions)	35.25	[°]		

Backfill weight acting on the internal foundation	245.0957	[kN]		
Backfill barycenter	X = 1.47	[m]	Y = -1.61	[m]
Inertia of the wall	11.3182	[kN]		
Vertical inertia of the wall	5.6591	[kN]		
Inertia of the backfill acting on the internal foundation	32.9005	[kN]		
Vertical inertia of the backfill acting on the internal foundation	16.4503	[kN]		

Resultant

Horizontal resultant of applied loads	323.6171	[kN]		
Vertical resultant of applied loads	472.0417	[kN]		
Passive resistance on the downstream side	-41.5144	[kN]		
Passive resistance of the foundation heel	-202.5591	[kN]		
Axial force at the foundation level	472.0417	[kN]		
Tangential force at the foundation level	323.6171	[kN]		
Eccentricity (respect to the foundation barycenter)	0.45	[m]		
Reactive foundation width	3.56	[m]		
Resultant at foundation level	572.3210	[kN]		
Resultant inclination (with respect to the normal)	34.43	[°]		
Moment with respect to the foundation barycenter	212.8433	[kNm]		
Foundation ultimate load	1179.8861	[kN]		

Soil stresses

Effective foundation width	3.56	[m]		
Soil stress at the external foundation vertex	233.40	[kPa]		
Soil stress at the internal foundation vertex	31.82	[kPa]		

Bearing resistance factors

Bearing resistance factors	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 37.15$
Shape factors	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
Load inclination factors	$i_c = 0.41$	$i_q = 0.41$	$i_\gamma = 0.00$
Depth factors	$d_c = 1.16$	$d_q = 1.08$	$d_\gamma = 1.08$
Coefficients N' involve shape factors, load inclination, depth, soil inclination, Laying surface inclination.			
	$N'_c = 21.73$	$N'_q = 14.59$	$N'_\gamma = 0.17$

SAFETY COEFFICIENT

Sliding safety coefficient	1.26
Ultimate load safety coefficient	2.50

Stresses on the wall

Combination n° 13

Y ordinate (in m) positive downwards origin at the top of the wall

Positive moment if internal fibers are stretched, in kNm

Axial force (positive if compressive), in kN

Shear force (positive from the retained side), in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.20	1.2515	0.0390	0.4535
3	0.40	2.5544	0.2331	1.4845
4	0.60	3.9086	0.6982	3.0932
5	0.80	5.3142	1.5500	5.2795
6	1.00	6.7711	2.9044	8.0435
7	1.20	8.2794	4.8771	11.3852
8	1.40	9.8390	7.5839	15.3045
9	1.60	11.4500	11.1407	19.8015
10	1.80	13.1123	15.6632	24.8761
11	2.00	14.8259	21.2673	30.5284
12	2.20	16.5909	28.0688	36.7583
13	2.40	18.4073	36.1834	43.5659
14	2.60	20.2750	45.7269	50.9512
15	2.80	22.1940	56.8152	58.9141
16	3.00	24.1644	69.5640	67.4546
17	3.20	26.1862	84.0892	76.5729
18	3.40	28.2593	100.5065	86.2687
19	3.60	30.3837	118.9318	96.5423
20	3.80	32.5595	139.4809	107.3934
21	4.00	34.7867	162.2695	118.8223

Stresses on the external foundation

Combination n° 13

X abscissa X(in m) positive to the retained side with origin at the external foundation vertex

Moment is positive if the lower fibers are stretched, in kNm

Shear force (positive upwards), in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.06	0.3960	13.1663
3	0.12	1.5759	26.1288
4	0.18	3.5274	38.8874
5	0.24	6.2383	51.4421
6	0.30	9.6964	63.7930
7	0.36	13.8894	75.9400
8	0.42	18.8051	87.8832
9	0.48	24.4313	99.6225
10	0.54	30.7557	111.1580
11	0.60	37.7662	122.4896

Stresses on the internal foundation

Combination n° 13

X abscissa (in m) positive from the retained side with origin at the internal foundation vertex

Moment is positive if the lower fibers are stretched, in kNm

Shear force is positive upwards, in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.25	-3.0215	-23.4783

3	0.50	-11.3186	-41.3213
4	0.75	-23.1697	-52.7936
5	1.00	-37.3684	-60.1017
6	1.25	-52.8736	-63.2456
7	1.50	-68.6442	-62.2253
8	1.75	-83.6392	-57.0408
9	2.00	-96.8176	-47.6921
10	2.25	-107.1382	-34.1791
11	2.50	-113.5601	-16.5020

Reinforcement and stresses in the wall material

Combination n° 13

Y ordinate (in [m]) is positive downwards with origin at the top of the wall

B section base in [cm]
H section height in [cm]
 A_{fs} reinforcement area (internal side) in [cm²]
 A_{fi} reinforcement area (external side) in [cm²]
 N_u ultimate axial force in [kN]
 M_u ultimate moment in [kNm]
CS section safety factor
 V_{Rcd} concrete shear aliquot in [kN]
 V_{Rsd} reinforcement shear aliquot in [kN]
VRd Shear strength in [kN]

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0.00	100, 25	8.04	8.04	0.00	0.00	1000.00	101.40	--	--
2	0.20	100, 26	8.04	8.04	2729.28	-85.01	2180.76	103.59	--	--
3	0.40	100, 27	8.04	8.04	1734.83	-158.32	679.15	105.74	--	--
4	0.60	100, 28	8.04	8.04	893.24	-159.56	228.53	107.87	--	--
5	0.80	100, 29	8.04	8.04	434.28	-126.67	81.72	109.98	--	--
6	1.00	100, 30	8.04	8.04	259.44	-111.28	38.32	112.06	--	--
7	1.20	100, 31	8.04	8.04	179.88	-105.96	21.73	114.11	--	--
8	1.40	100, 32	8.04	8.04	135.40	-104.37	13.76	116.80	--	--
9	1.60	100, 33	8.04	8.04	107.44	-104.54	9.38	119.74	--	--
10	1.80	100, 34	8.04	8.04	88.47	-105.69	6.75	122.67	--	--
11	2.00	100, 35	8.04	8.04	74.88	-107.42	5.05	125.59	--	--
12	2.20	100, 37	8.04	8.04	64.74	-109.53	3.90	128.50	--	--
13	2.40	100, 38	8.04	8.04	56.92	-111.90	3.09	131.41	--	--
14	2.60	100, 39	8.04	8.04	50.74	-114.44	2.50	134.31	--	--
15	2.80	100, 40	8.04	8.04	45.75	-117.13	2.06	137.20	--	--
16	3.00	100, 41	8.04	8.04	41.65	-119.91	1.72	140.08	--	--
17	3.20	100, 42	16.08	16.08	75.26	-241.66	2.87	167.60	--	--
18	3.40	100, 43	8.04	8.04	35.34	-125.70	1.25	145.84	--	--
19	3.60	100, 44	8.04	8.04	32.87	-128.68	1.08	148.71	--	--
20	3.80	100, 45	8.04	8.04	30.74	-131.69	0.94	151.58	--	--
21	4.00	100, 46	8.04	8.04	28.89	-134.74	0.83	154.44	--	--

Reinforcement and stresses in the foundation materials

Combination n° 13

Adopted symbols

B	section base in [cm]
H	section height in [cm]
A _{fi}	lower side reinforcement area in [cmq]
A _{fs}	upper side reinforcement area in [cmq]
N _u	ultimate axial force in [kN]
M _u	ultimate moment in [kNm]
CS	section safety factor
VR _{cd}	concrete shear aliquot in [kN]
VR _{sd}	reinforcement shear aliquot in [kN]
VR _d	Shear strength in [kN]

External foundation

(X abscissa, in [m], positive to the retained side with origin at the external foundation vertex)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 50	8.04	14.07	0.00	0.00	1000.00	171.45	--	--
2	0.06	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	357.62	159.27	--	--
3	0.12	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	89.87	159.27	--	--
4	0.18	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	40.15	159.27	--	--
5	0.24	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	22.70	159.27	--	--
6	0.30	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	14.61	159.27	--	--
7	0.36	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	10.20	159.27	--	--
8	0.42	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	7.53	159.27	--	--
9	0.48	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	5.80	159.27	--	--
10	0.54	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	4.60	159.27	--	--
11	0.60	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	3.75	159.27	--	--

Internal foundation

(X abscissa, in [m], positive to the downstream side with origin at the internal foundation extremum)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 50	8.04	24.13	0.00	0.00	1000.00	171.45	--	--
2	0.25	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	81.18	171.45	--	--
3	0.50	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	21.67	171.45	--	--
4	0.75	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	10.59	171.45	--	--
5	1.00	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	6.56	171.45	--	--
6	1.25	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	4.64	171.45	--	--
7	1.50	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	3.57	171.45	--	--
8	1.75	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	2.93	171.45	--	--
9	2.00	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	2.53	171.45	--	--
10	2.25	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	2.29	171.45	--	--
11	2.50	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	2.16	171.45	--	--

Foundation heel verification

Section base B= 100 cm Section height H=40 [cm]
A_{fi}=10.05 [cmq] A_{fs}=10.05 [cmq]
Stresses M=129.512 [kNm] T=323.617 [kN]
Section ultimate moment M_u = 137.6110 [kNm]
Section safety factor = 1.06

COMBINATION n° 14

Static thrust value	157.6122	[kN]		
Horizontal component of the static thrust	144.7221	[kN]		
Vertical component of the static thrust	62.4270	[kN]		
Thrust application point	X = 2.71	[m]	Y = -2.95	[m]
Thrust inclination with respect to the normal	23.33	[°]		
Inclination of the slip surface in static conditions	50.51	[°]		
Seismic thrust increment	163.2880	[kN]		
Application point of the seismic thrust increment	X = 2.71	[m]	Y = -2.95	[m]
Inclination of the slip surface (seismic conditions)	30.25	[°]		

Backfill weight acting on the internal foundation	245.0957	[kN]		
Backfill barycenter	X = 1.47	[m]	Y = -1.61	[m]
Inertia of the wall	11.3182	[kN]		
Vertical inertia of the wall	-5.6591	[kN]		
Inertia of the backfill acting on the internal foundation	32.9005	[kN]		
Vertical inertia of the backfill acting on the internal foundation	-16.4503	[kN]		

Resultant

Horizontal resultant of applied loads	338.8745	[kN]
Vertical resultant of applied loads	434.4044	[kN]
Passive resistance on the downstream side	-41.5144	[kN]
Passive resistance of the foundation heel	-161.8100	[kN]
Axial force at the foundation level	434.4044	[kN]
Tangential force at the foundation level	338.8745	[kN]
Eccentricity (respect to the foundation barycenter)	0.55	[m]
Reactive foundation width	3.56	[m]
Resultant at foundation level	550.9475	[kN]
Resultant inclination (with respect to the normal)	37.96	[°]
Moment with respect to the foundation barycenter	239.0475	[kNm]
Foundation ultimate load	941.4500	[kN]

Soil stresses

Effective foundation width	3.56	[m]
Soil stress at the external foundation vertex	235.23	[kPa]
Soil stress at the internal foundation vertex	8.84	[kPa]

Bearing resistance factors

Bearing resistance factors	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 37.15$
Shape factors	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
Load inclination factors	$i_c = 0.35$	$i_q = 0.35$	$i_\gamma = 0.00$
Depth factors	$d_c = 1.16$	$d_q = 1.08$	$d_\gamma = 1.08$
Coefficients N' involve shape factors, load inclination, depth, soil inclination, Laying surface inclination.			
	$N'_c = 18.85$	$N'_q = 12.66$	$N'_\gamma = 0.09$

SAFETY COEFFICIENT

Sliding safety coefficient	1.07
Ultimate load safety coefficient	2.17

Stresses on the wall

Combination n° 14

Y ordinate (in m) positive downwards origin at the top of the wall

Positive moment if internal fibers are stretched, in kNm

Axial force (positive if compressive), in kN

Shear force (positive from the retained side), in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.20	1.2515	0.0400	0.4689
3	0.40	2.5544	0.2413	1.5463
4	0.60	3.9086	0.7260	3.2321
5	0.80	5.3142	1.6159	5.5265
6	1.00	6.7711	3.0330	8.4294
7	1.20	8.2794	5.0993	11.9409
8	1.40	9.8390	7.9369	16.0609
9	1.60	11.4500	11.6676	20.7894
10	1.80	13.1123	16.4134	26.1264
11	2.00	14.8259	22.2964	32.0719
12	2.20	16.5909	29.4384	38.6260
13	2.40	18.4073	37.9615	45.7886
14	2.60	20.2750	47.9877	53.5598
15	2.80	22.1940	59.6388	61.9394
16	3.00	24.1644	73.0370	70.9276
17	3.20	26.1862	88.3041	80.5243
18	3.40	28.2593	105.5622	90.7296
19	3.60	30.3837	124.9331	101.5433
20	3.80	32.5595	146.5390	112.9656
21	4.00	34.7867	170.5017	124.9964

Stresses on the external foundation

Combination n° 14

X abscissa X(in m) positive to the retained side with origin at the external foundation vertex

Moment is positive if the lower fibers are stretched, in kNm

Shear force (positive upwards), in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.06	0.3991	13.2639
3	0.12	1.5871	26.2988
4	0.18	3.5503	39.1047
5	0.24	6.2751	51.6817
6	0.30	9.7476	64.0298
7	0.36	13.9541	76.1488
8	0.42	18.8808	88.0390
9	0.48	24.5142	99.7001
10	0.54	30.8403	111.1323
11	0.60	37.8455	122.3356

Stresses on the internal foundation

Combination n° 14

X abscissa (in m) positive from the retained side with origin at the internal foundation vertex

Moment is positive if the lower fibers are stretched, in kNm

Shear force is positive upwards, in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.25	-3.7216	-29.0058

3	0.50	-14.0460	-51.9407
4	0.75	-29.1431	-68.0691
5	1.00	-47.6973	-79.5976
6	1.25	-68.5586	-86.5261
7	1.50	-90.5770	-88.8547
8	1.75	-112.6026	-86.5833
9	2.00	-133.4853	-79.7120
10	2.25	-152.0753	-68.2408
11	2.50	-167.2224	-52.1696

Reinforcement and stresses in the wall material

Combination n° 14

Y ordinate (in [m]) is positive downwards with origin at the top of the wall

B section base in [cm]
H section height in [cm]
 A_{fs} reinforcement area (internal side) in [cm²]
 A_{fi} reinforcement area (external side) in [cm²]
 N_u ultimate axial force in [kN]
 M_u ultimate moment in [kNm]
CS section safety factor
 V_{Rcd} concrete shear aliquot in [kN]
 V_{Rsd} reinforcement shear aliquot in [kN]
VRd Shear strength in [kN]

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0.00	100, 25	8.04	8.04	0.00	0.00	1000.00	101.40	--	--
2	0.20	100, 26	8.04	8.04	2709.91	-86.64	2165.28	103.59	--	--
3	0.40	100, 27	8.04	8.04	1694.01	-160.06	663.17	105.74	--	--
4	0.60	100, 28	8.04	8.04	842.24	-156.43	215.48	107.87	--	--
5	0.80	100, 29	8.04	8.04	405.98	-123.44	76.40	109.98	--	--
6	1.00	100, 30	8.04	8.04	244.47	-109.51	36.10	112.06	--	--
7	1.20	100, 31	8.04	8.04	170.07	-104.75	20.54	114.11	--	--
8	1.40	100, 32	8.04	8.04	128.24	-103.45	13.03	116.80	--	--
9	1.60	100, 33	8.04	8.04	101.86	-103.80	8.90	119.74	--	--
10	1.80	100, 34	8.04	8.04	83.93	-105.06	6.40	122.67	--	--
11	2.00	100, 35	8.04	8.04	71.06	-106.87	4.79	125.59	--	--
12	2.20	100, 37	8.04	8.04	61.45	-109.04	3.70	128.50	--	--
13	2.40	100, 38	8.04	8.04	54.04	-111.45	2.94	131.41	--	--
14	2.60	100, 39	8.04	8.04	48.18	-114.04	2.38	134.31	--	--
15	2.80	100, 40	8.04	8.04	43.45	-116.75	1.96	137.20	--	--
16	3.00	100, 41	8.04	8.04	39.56	-119.56	1.64	140.08	--	--
17	3.20	100, 42	16.08	16.08	71.47	-241.02	2.73	167.60	--	--
18	3.40	100, 43	8.04	8.04	33.57	-125.39	1.19	145.84	--	--
19	3.60	100, 44	8.04	8.04	31.22	-128.38	1.03	148.71	--	--
20	3.80	100, 45	8.04	8.04	29.20	-131.41	0.90	151.58	--	--
21	4.00	100, 46	8.04	8.04	27.43	-134.47	0.79	154.44	--	--

Reinforcement and stresses in the foundation materials

Combination n° 14

Adopted symbols

B	section base in [cm]
H	section height in [cm]
A _{fi}	lower side reinforcement area in [cmq]
A _{fs}	upper side reinforcement area in [cmq]
N _u	ultimate axial force in [kN]
M _u	ultimate moment in [kNm]
CS	section safety factor
VR _{cd}	concrete shear aliquot in [kN]
VR _{sd}	reinforcement shear aliquot in [kN]
VR _d	Shear strength in [kN]

External foundation

(X abscissa, in [m], positive to the retained side with origin at the external foundation vertex)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 50	8.04	14.07	0.00	0.00	1000.00	171.45	--	--
2	0.06	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	354.88	159.27	--	--
3	0.12	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	89.23	159.27	--	--
4	0.18	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	39.89	159.27	--	--
5	0.24	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	22.57	159.27	--	--
6	0.30	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	14.53	159.27	--	--
7	0.36	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	10.15	159.27	--	--
8	0.42	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	7.50	159.27	--	--
9	0.48	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	5.78	159.27	--	--
10	0.54	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	4.59	159.27	--	--
11	0.60	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	3.74	159.27	--	--

Internal foundation

(X abscissa, in [m], positive to the downstream side with origin at the internal foundation extremum)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 50	8.04	24.13	0.00	0.00	1000.00	171.45	--	--
2	0.25	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	65.91	171.45	--	--
3	0.50	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	17.46	171.45	--	--
4	0.75	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	8.42	171.45	--	--
5	1.00	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	5.14	171.45	--	--
6	1.25	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	3.58	171.45	--	--
7	1.50	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	2.71	171.45	--	--
8	1.75	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	2.18	171.45	--	--
9	2.00	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	1.84	171.45	--	--
10	2.25	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	1.61	171.45	--	--
11	2.50	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	1.47	171.45	--	--

Foundation heel verification

Section base B= 100 cm Section height H=40 [cm]
A_{fi}=10.05 [cmq] A_{fs}=10.05 [cmq]
Stresses M=135.618 [kNm] T=338.874 [kN]
Section ultimate moment M_u = 137.6110 [kNm]
Section safety factor = 1.01

COMBINATION n° 15

Static thrust value	157.6122	[kN]		
Horizontal component of the static thrust	144.7221	[kN]		
Vertical component of the static thrust	62.4270	[kN]		
Thrust application point	X = 2.71	[m]	Y = -2.95	[m]
Thrust inclination with respect to the normal	23.33	[°]		
Inclination of the slip surface (static conditions)	50.51	[°]		
Seismic thrust increment	556.8972	[kN]		
Application point of the thrust seismic increment	X = 2.71	[m]	Y = -2.95	[m]
Inclination of the slip surface (seismic condition)	29.26	[°]		

Backfill weight (active on the internal foundation)	245.0957	[kN]		
Barycenter of the backfill acting on the internal foundation	X = 1.47	[m]	Y = -1.61	[m]
Wall inertia	16.9773	[kN]		
Vertical inertia of the wall	8.4886	[kN]		
Inertia of the backfill acting on the internal foundation	49.3508	[kN]		
Vertical inertia of the backfill acting on the internal foundation	24.6754	[kN]		

Resultant

Resultant of horizontal applied loads	722.4021	[kN]		
Resultant of vertical applied loads	645.5784	[kN]		
Passive resistance on the downstream side	-41.5144	[kN]		
Passive resistance of the foundation heel	-36.8137	[kN]		
Overturning moment with respect to the external vertex	1178.5714	[kNm]		
Stabilizing moment with respect to the external vertex	1769.5007	[kNm]		
Axial force at the foundation level	645.5784	[kN]		
Tangential force at the foundation level	722.4021	[kN]		
Eccentricity (with respect to the foundation barycenter)	0.86	[m]		
Reactive foundation width	2.75	[m]		
Resultant at foundation level	968.8325	[kN]		
Resultant inclination (with respect to the normal)	48.21	[°]		
Moment with respect to the foundation barycenter	558.0812	[kNm]		

SAFETY COEFFICIENT

Overturning safety coefficient	1.50			
--------------------------------	------	--	--	--

COMBINATION n° 16

Static thrust value	157.6122	[kN]		
Horizontal component of the static thrust	144.7221	[kN]		
Vertical component of the static thrust	62.4270	[kN]		
Thrust application point	X = 2.71	[m]	Y = -2.95	[m]
Thrust inclination with respect to the normal	23.33	[°]		
Inclination of the slip surface (static conditions)	50.51	[°]		

Seismic thrust increment	716.2071	[kN]		
Application point of the thrust seismic increment	X = 2.71	[m]	Y = -2.95	[m]
Inclination of the slip surface (seismic condition)	29.26	[°]		

Backfill weight (active on the internal foundation)	245.0957	[kN]		
Barycenter of the backfill acting on the internal foundation	X = 1.47	[m]	Y = -1.61	[m]
Wall inertia	16.9773	[kN]		
Vertical inertia of the wall	-8.4886	[kN]		
Inertia of the backfill acting on the internal foundation	49.3508	[kN]		
Vertical inertia of the backfill acting on the internal foundation	-24.6754	[kN]		

Resultant

Resultant of horizontal applied loads	868.6831	[kN]		
Resultant of vertical applied loads	642.3498	[kN]		
Passive resistance on the downstream side	-41.5144	[kN]		
Passive resistance of the foundation heel	-13.3374	[kN]		
Overturning moment with respect to the external vertex	1475.2513	[kNm]		
Stabilizing moment with respect to the external vertex	1924.4024	[kNm]		
Axial force at the foundation level	642.3498	[kN]		
Tangential force at the foundation level	868.6831	[kN]		
Eccentricity (with respect to the foundation barycenter)	1.08	[m]		
Reactive foundation width	2.10	[m]		
Resultant at foundation level	1080.3812	[kN]		
Resultant inclination (with respect to the normal)	53.52	[°]		
Moment with respect to the foundation barycenter	694.1131	[kNm]		

SAFETY COEFFICIENT

Overturning safety coefficient	1.30			
--------------------------------	------	--	--	--

Overall stability

Combination n° 17

X abscissa positive to the retained side

Y ordinate positive upwards

Origin at the top of the wall (internal vertex)

W strip weight in [kN]

α angle between the strip base and the horizontal in [°] (positive counter-clockwise)

ϕ soil friction angle along the strip base

c soil cohesion along the strip base in [kPa]

b strip base width in [m]

u neutral pressure along the strip base in [kPa]

Bishop method

Number of analysed circles 36

Number of strips 25

Critical circle

Center coordinates X[m]= 0.00 Y[m]= 3.98

Circle radius R[m]= 9.48

Abscissa on the downstream side Xi[m]= -6.42

Abscissa on the retained side Xs[m]= 9.46

Strip width dx[m]= 0.64

Safety coefficient C= 1.77

Strips are numbered from the retained to the downstream side

Characteristics of the strips

Strip	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	33.3748	77.42	32.5740	0.0286	35.00	0	0
2	55.7485	64.16	50.1750	0.0143	35.00	0	0
3	66.0890	56.29	54.9767	0.0112	35.00	0	0
4	72.8820	49.85	55.7076	0.0097	35.00	0	0
5	77.5507	44.19	54.0577	0.0087	35.00	0	0
6	80.7092	39.04	50.8361	0.0080	35.00	0	0
7	82.6922	34.24	46.5329	0.0075	35.00	0	0
8	83.7059	29.71	41.4856	0.0072	35.00	0	0
9	83.8870	25.37	35.9470	0.0069	35.00	0	0
10	83.3300	21.19	30.1185	0.0067	35.00	0	0
11	83.2927	17.12	24.5184	0.0065	35.00	0	0
12	82.1223	13.14	18.6662	0.0064	35.00	0	0
13	79.2503	9.22	12.6988	0.0063	35.00	0	0
14	76.2494	5.35	7.1047	0.0063	35.00	0	0
15	75.8853	1.50	1.9821	0.0062	35.00	0	0
16	47.0032	-2.35	-1.9242	0.0062	35.00	0	0
17	31.2535	-6.20	-3.3752	0.0063	35.00	0	0
18	29.7713	-10.08	-5.2116	0.0063	35.00	0	0
19	28.0478	-14.01	-6.7909	0.0064	35.00	0	0
20	25.7301	-18.01	-7.9554	0.0065	35.00	0	0
21	22.7810	-22.10	-8.5716	0.0067	35.00	0	0
22	19.1484	-26.32	-8.4893	0.0069	35.00	0	0
23	14.7595	-30.69	-7.5338	0.0072	35.00	0	0
24	9.5121	-35.28	-5.4938	0.0076	35.00	0	0
25	3.2572	-40.14	-2.1000	0.0081	35.00	0	0

$\Sigma W_i = 1348.0333$ [kN]

$\Sigma W_i \sin\alpha_i = 459.9355$ [kN]

$\Sigma W_i \tan\phi_i = 943.9031$ [kN]

$\Sigma \tan\alpha_i \tan\phi_i = 7.01$

Overall stability

Combination n° 18

X abscissa positive to the retained side

Y ordinate positive upwards

Origin at the top of the wall (internal vertex)

W strip weight in [kN]

α angle between the strip base and the horizontal in [°] (positive counter-clockwise)

ϕ soil friction angle along the strip base

c soil cohesion along the strip base in [kPa]

b strip base width in [m]

u neutral pressure along the strip base in [kPa]

Bishop method

Number of analysed circles 36

Number of strips 25

Critical circle

Center coordinates X[m]= 0.00 Y[m]= 3.98

Circle radius R[m]= 9.48

Abscissa on the downstream side Xi[m]= -6.42

Abscissa on the retained side Xs[m]= 9.46

Strip width dx[m]= 0.64

Safety coefficient C= 1.72

Strips are numbered from the retained to the downstream side

Characteristics of the strips

Strip	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	33.3748	77.42	32.5740	0.0286	35.00	0	0
2	55.7485	64.16	50.1750	0.0143	35.00	0	0
3	66.0890	56.29	54.9767	0.0112	35.00	0	0
4	72.8820	49.85	55.7076	0.0097	35.00	0	0
5	77.5507	44.19	54.0577	0.0087	35.00	0	0
6	80.7092	39.04	50.8361	0.0080	35.00	0	0
7	82.6922	34.24	46.5329	0.0075	35.00	0	0
8	83.7059	29.71	41.4856	0.0072	35.00	0	0
9	83.8870	25.37	35.9470	0.0069	35.00	0	0
10	83.3300	21.19	30.1185	0.0067	35.00	0	0
11	83.2927	17.12	24.5184	0.0065	35.00	0	0
12	82.1223	13.14	18.6662	0.0064	35.00	0	0
13	79.2503	9.22	12.6988	0.0063	35.00	0	0
14	76.2494	5.35	7.1047	0.0063	35.00	0	0
15	75.8853	1.50	1.9821	0.0062	35.00	0	0
16	47.0032	-2.35	-1.9242	0.0062	35.00	0	0
17	31.2535	-6.20	-3.3752	0.0063	35.00	0	0
18	29.7713	-10.08	-5.2116	0.0063	35.00	0	0
19	28.0478	-14.01	-6.7909	0.0064	35.00	0	0
20	25.7301	-18.01	-7.9554	0.0065	35.00	0	0
21	22.7810	-22.10	-8.5716	0.0067	35.00	0	0
22	19.1484	-26.32	-8.4893	0.0069	35.00	0	0
23	14.7595	-30.69	-7.5338	0.0072	35.00	0	0
24	9.5121	-35.28	-5.4938	0.0076	35.00	0	0
25	3.2572	-40.14	-2.1000	0.0081	35.00	0	0

$\Sigma W_i = 1348.0333$ [kN]

$\Sigma W_i \sin\alpha_i = 459.9355$ [kN]

$\Sigma W_i \tan\phi_i = 943.9031$ [kN]

$\Sigma \tan\alpha_i \tan\phi_i = 7.01$

COMBINATION n° 19

Wall weight favourable e Backfill weight favourable

Static thrust value	157.6122	[kN]		
Horizontal component of the static thrust	144.7221	[kN]		
Vertical component of the static thrust	62.4270	[kN]		
Thrust application point	X = 2.71	[m]	Y = -2.95	[m]
Thrust inclination with respect to the normal	23.33	[°]		

Inclination of the slip surface in static conditions	50.51	[°]		
Seismic thrust increment	146.6716	[kN]		
Application point of the seismic thrust increment	X = 2.71	[m]	Y = -2.95	[m]
Inclination of the slip surface (seismic conditions)	35.25	[°]		
Backfill weight acting on the internal foundation	245.0957	[kN]		
Backfill barycenter	X = 1.47	[m]	Y = -1.61	[m]
Inertia of the wall	11.3182	[kN]		
Vertical inertia of the wall	5.6591	[kN]		
Inertia of the backfill acting on the internal foundation	32.9005	[kN]		
Vertical inertia of the backfill acting on the internal foundation	16.4503	[kN]		
<u>Resultant</u>				
Horizontal resultant of applied loads	323.6171	[kN]		
Vertical resultant of applied loads	472.0417	[kN]		
Passive resistance on the downstream side	-41.5144	[kN]		
Passive resistance of the foundation heel	-202.5591	[kN]		
Axial force at the foundation level	472.0417	[kN]		
Tangential force at the foundation level	323.6171	[kN]		
Eccentricity (respect to the foundation barycenter)	0.45	[m]		
Reactive foundation width	3.56	[m]		
Resultant at foundation level	572.3210	[kN]		
Resultant inclination (with respect to the normal)	34.43	[°]		
Moment with respect to the foundation barycenter	212.8433	[kNm]		
Foundation ultimate load	1179.8861	[kN]		
<u>Soil stresses</u>				
Effective foundation width	3.56	[m]		
Soil stress at the external foundation vertex	233.40	[kPa]		
Soil stress at the internal foundation vertex	31.82	[kPa]		

Bearing resistance factors

Bearing resistance factors	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 37.15$
Shape factors	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
Load inclination factors	$i_c = 0.41$	$i_q = 0.41$	$i_\gamma = 0.00$
Depth factors	$d_c = 1.16$	$d_q = 1.08$	$d_\gamma = 1.08$
Coefficients N' involve shape factors, load inclination, depth, soil inclination, Laying surface inclination.			
	$N'_c = 21.73$	$N'_q = 14.59$	$N'_\gamma = 0.17$

SAFETY COEFFICIENT

Sliding safety coefficient	1.26
Ultimate load safety coefficient	2.50

Stresses on the wall

Combination n° 19

Y ordinate (in m) positive downwards origin at the top of the wall
Positive moment if internal fibers are stretched, in kNm
Axial force (positive if compressive), in kN
Shear force (positive from the retained side), in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.20	1.2515	0.0390	0.4535
3	0.40	2.5544	0.2331	1.4845
4	0.60	3.9086	0.6982	3.0932
5	0.80	5.3142	1.5500	5.2795
6	1.00	6.7711	2.9044	8.0435
7	1.20	8.2794	4.8771	11.3852
8	1.40	9.8390	7.5839	15.3045
9	1.60	11.4500	11.1407	19.8015
10	1.80	13.1123	15.6632	24.8761
11	2.00	14.8259	21.2673	30.5284
12	2.20	16.5909	28.0688	36.7583
13	2.40	18.4073	36.1834	43.5659
14	2.60	20.2750	45.7269	50.9512
15	2.80	22.1940	56.8152	58.9141
16	3.00	24.1644	69.5640	67.4546
17	3.20	26.1862	84.0892	76.5729
18	3.40	28.2593	100.5065	86.2687
19	3.60	30.3837	118.9318	96.5423
20	3.80	32.5595	139.4809	107.3934
21	4.00	34.7867	162.2695	118.8223

Stresses on the external foundation

Combination n° 19

X abscissa X(in m) positive to the retained side with origin at the external foundation vertex
Moment is positive if the lower fibers are stretched, in kNm
Shear force (positive upwards), in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.06	0.3960	13.1663
3	0.12	1.5759	26.1288
4	0.18	3.5274	38.8874
5	0.24	6.2383	51.4421
6	0.30	9.6964	63.7930
7	0.36	13.8894	75.9400
8	0.42	18.8051	87.8832
9	0.48	24.4313	99.6225
10	0.54	30.7557	111.1580
11	0.60	37.7662	122.4896

Stresses on the internal foundation

Combination n° 19

X abscissa (in m) positive from the retained side with origin at the internal foundation vertex
Moment is positive if the lower fibers are stretched, in kNm
Shear force is positive upwards, in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.25	-3.0215	-23.4783

3	0.50	-11.3186	-41.3213
4	0.75	-23.1697	-52.7936
5	1.00	-37.3684	-60.1017
6	1.25	-52.8736	-63.2456
7	1.50	-68.6442	-62.2253
8	1.75	-83.6392	-57.0408
9	2.00	-96.8176	-47.6921
10	2.25	-107.1382	-34.1791
11	2.50	-113.5601	-16.5020

Reinforcement and stresses in the wall material

Combination n° 19

Y ordinate (in [m]) is positive downwards with origin at the top of the wall

B section base in [cm]
H section height in [cm]
 A_{fs} reinforcement area (internal side) in [cm²]
 A_{fi} reinforcement area (external side) in [cm²]
 N_u ultimate axial force in [kN]
 M_u ultimate moment in [kNm]
CS section safety factor
 V_{Rcd} concrete shear aliquot in [kN]
 V_{Rsd} reinforcement shear aliquot in [kN]
 V_{Rd} Shear strength in [kN]

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0.00	100, 25	8.04	8.04	0.00	0.00	1000.00	101.40	--	--
2	0.20	100, 26	8.04	8.04	2729.28	-85.01	2180.76	103.59	--	--
3	0.40	100, 27	8.04	8.04	1734.83	-158.32	679.15	105.74	--	--
4	0.60	100, 28	8.04	8.04	893.24	-159.56	228.53	107.87	--	--
5	0.80	100, 29	8.04	8.04	434.28	-126.67	81.72	109.98	--	--
6	1.00	100, 30	8.04	8.04	259.44	-111.28	38.32	112.06	--	--
7	1.20	100, 31	8.04	8.04	179.88	-105.96	21.73	114.11	--	--
8	1.40	100, 32	8.04	8.04	135.40	-104.37	13.76	116.80	--	--
9	1.60	100, 33	8.04	8.04	107.44	-104.54	9.38	119.74	--	--
10	1.80	100, 34	8.04	8.04	88.47	-105.69	6.75	122.67	--	--
11	2.00	100, 35	8.04	8.04	74.88	-107.42	5.05	125.59	--	--
12	2.20	100, 37	8.04	8.04	64.74	-109.53	3.90	128.50	--	--
13	2.40	100, 38	8.04	8.04	56.92	-111.90	3.09	131.41	--	--
14	2.60	100, 39	8.04	8.04	50.74	-114.44	2.50	134.31	--	--
15	2.80	100, 40	8.04	8.04	45.75	-117.13	2.06	137.20	--	--
16	3.00	100, 41	8.04	8.04	41.65	-119.91	1.72	140.08	--	--
17	3.20	100, 42	16.08	16.08	75.26	-241.66	2.87	167.60	--	--
18	3.40	100, 43	8.04	8.04	35.34	-125.70	1.25	145.84	--	--
19	3.60	100, 44	8.04	8.04	32.87	-128.68	1.08	148.71	--	--
20	3.80	100, 45	8.04	8.04	30.74	-131.69	0.94	151.58	--	--
21	4.00	100, 46	8.04	8.04	28.89	-134.74	0.83	154.44	--	--

Reinforcement and stresses in the foundation materials

Combination n° 19

Adopted symbols

B	section base in [cm]
H	section height in [cm]
A _{fi}	lower side reinforcement area in [cmq]
A _{fs}	upper side reinforcement area in [cmq]
N _u	ultimate axial force in [kN]
M _u	ultimate moment in [kNm]
CS	section safety factor
VR _{cd}	concrete shear aliquot in [kN]
VR _{sd}	reinforcement shear aliquot in [kN]
VR _d	Shear strength in [kN]

External foundation

(X abscissa, in [m], positive to the retained side with origin at the external foundation vertex)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 50	8.04	14.07	0.00	0.00	1000.00	171.45	--	--
2	0.06	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	357.62	159.27	--	--
3	0.12	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	89.87	159.27	--	--
4	0.18	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	40.15	159.27	--	--
5	0.24	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	22.70	159.27	--	--
6	0.30	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	14.61	159.27	--	--
7	0.36	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	10.20	159.27	--	--
8	0.42	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	7.53	159.27	--	--
9	0.48	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	5.80	159.27	--	--
10	0.54	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	4.60	159.27	--	--
11	0.60	100, 50	8.04	14.07	0.00	141.62	3.75	159.27	--	--

Internal foundation

(X abscissa, in [m], positive to the downstream side with origin at the internal foundation extremum)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 50	8.04	24.13	0.00	0.00	1000.00	171.45	--	--
2	0.25	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	81.18	171.45	--	--
3	0.50	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	21.67	171.45	--	--
4	0.75	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	10.59	171.45	--	--
5	1.00	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	6.56	171.45	--	--
6	1.25	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	4.64	171.45	--	--
7	1.50	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	3.57	171.45	--	--
8	1.75	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	2.93	171.45	--	--
9	2.00	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	2.53	171.45	--	--
10	2.25	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	2.29	171.45	--	--
11	2.50	100, 50	8.04	14.07	0.00	-245.29	2.16	171.45	--	--

Foundation heel verification

Section base B= 100 cm Section height H=40 [cm]
A_{fi}=10.05 [cmq] A_{fs}=10.05 [cmq]
Stresses M=129.512 [kNm] T=323.617 [kN]
Section ultimate moment M_u = 137.6110 [kNm]
Section safety factor = 1.06

Stresses on the wall

Combination n° 20

Y ordinate (in m) positive downwards origin at the top of the wall

Positive moment if internal fibers are stretched, in kNm

Axial force (positive if compressive), in kN

Shear force (positive from the retained side), in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.20	1.2515	0.0132	0.1494
3	0.40	2.5544	0.0929	0.5974
4	0.60	3.9086	0.2990	1.3441
5	0.80	5.3142	0.6915	2.3894
6	1.00	6.7711	1.3305	3.7334
7	1.20	8.2794	2.2759	5.3761
8	1.40	9.8390	3.5878	7.3175
9	1.60	11.4500	5.3261	9.5575
10	1.80	13.1123	7.5509	12.0962
11	2.00	14.8259	10.3222	14.9335
12	2.20	16.5909	13.6999	18.0696
13	2.40	18.4073	17.7441	21.5043
14	2.60	20.2750	22.5148	25.2376
15	2.80	22.1940	28.0719	29.2697
16	3.00	24.1644	34.4755	33.6004
17	3.20	26.1862	41.7856	38.2298
18	3.40	28.2593	50.0622	43.1578
19	3.60	30.3837	59.3653	48.3846
20	3.80	32.5595	69.7549	53.9099
21	4.00	34.7867	81.2910	59.7340

Stresses on the external foundation

Combination n° 20

X abscissa X(in m) positive to the retained side with origin at the external foundation vertex

Moment is positive if the lower fibers are stretched, in kNm

Shear force (positive upwards), in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.06	0.1823	6.0739
3	0.12	0.7287	12.1408
4	0.18	1.6390	18.2007
5	0.24	2.9127	24.2535
6	0.30	4.5493	30.2994
7	0.36	6.5485	36.3382
8	0.42	8.9097	42.3700
9	0.48	11.6327	48.3948
10	0.54	14.7170	54.4125
11	0.60	18.1621	60.4233

Stresses on the internal foundation

Combination n° 20

X abscissa (in m) positive from the retained side with origin at the internal foundation vertex

Moment is positive if the lower fibers are stretched, in kNm

Shear force is positive upwards, in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.25	-0.8269	-6.4908

3	0.50	-3.1096	-10.7638
4	0.75	-5.9811	-12.0833
5	1.00	-9.0890	-12.6560
6	1.25	-12.2468	-12.4818
7	1.50	-15.2677	-11.5607
8	1.75	-17.9649	-9.8928
9	2.00	-20.1518	-7.4780
10	2.25	-21.6417	-4.3163
11	2.50	-22.2477	-0.4077

Reinforcement and stresses in the wall material

Combination n° 20

Y ordinate (in [m]) is positive downwards with origin at the top of the wall

B section base in [cm]
H section height in [cm]
 A_{fs} reinforcement area (internal side) in [cm²]
 A_{fi} reinforcement area (external side) in [cm²]
 σ_c concrete normal stress in [kPa]
 τ_c concrete tangential stress in [kPa]
 σ_{fs} reinforcement area (internal side) in [kPa]
 σ_{fi} reinforcement area (external side) in [kPa]

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fs}	σ_{fi}
1	0.00	100, 25	8.04	8.04	0	0	0	0
2	0.20	100, 26	8.04	8.04	5	1	-54	-78
3	0.40	100, 27	8.04	8.04	15	3	-54	-206
4	0.60	100, 28	8.04	8.04	34	6	90	-438
5	0.80	100, 29	8.04	8.04	74	11	917	-882
6	1.00	100, 30	8.04	8.04	139	16	2930	-1536
7	1.20	100, 31	8.04	8.04	227	22	6230	-2387
8	1.40	100, 32	8.04	8.04	339	29	10905	-3453
9	1.60	100, 33	8.04	8.04	476	37	17054	-4752
10	1.80	100, 34	8.04	8.04	638	45	24772	-6297
11	2.00	100, 35	8.04	8.04	827	54	34143	-8101
12	2.20	100, 37	8.04	8.04	1041	63	45241	-10173
13	2.40	100, 38	8.04	8.04	1282	73	58132	-12518
14	2.60	100, 39	8.04	8.04	1549	83	72872	-15141
15	2.80	100, 40	8.04	8.04	1842	94	89513	-18048
16	3.00	100, 41	8.04	8.04	2161	105	108098	-21239
17	3.20	100, 42	16.08	16.08	1788	116	65781	-19654
18	3.40	100, 43	8.04	8.04	2875	128	151259	-28482
19	3.60	100, 44	8.04	8.04	3270	139	175901	-32535
20	3.80	100, 45	8.04	8.04	3689	151	202622	-36875
21	4.00	100, 46	8.04	8.04	4133	164	231447	-41501

Reinforcement and stresses in the foundation materials

Combination n° 20

Adopted symbols

B	section base in [cm]
H	section height in [cm]
A _{fi}	lower side reinforcement area in [cmq]
A _{fs}	upper side reinforcement area in [cmq]
σ _c	concrete normal stress in [kPa]
τ _c	concrete tangential stress in [kPa]
σ _{fi}	reinforcement stress (lower side) in [kPa]
σ _{fs}	reinforcement stress (upper side) in [kPa]

External foundation

(X abscissa, in [m], positive to the retained side with origin at the external foundation vertex)

Nr.	X	B, H	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	0.00	100, 50	8.04	14.07	0	0	0	0
2	0.06	100, 50	8.04	14.07	7	15	513	-72
3	0.12	100, 50	8.04	14.07	30	30	2052	-286
4	0.18	100, 50	8.04	14.07	67	46	4616	-644
5	0.24	100, 50	8.04	14.07	119	61	8202	-1145
6	0.30	100, 50	8.04	14.07	186	76	12811	-1789
7	0.36	100, 50	8.04	14.07	267	91	18441	-2575
8	0.42	100, 50	8.04	14.07	363	106	25090	-3503
9	0.48	100, 50	8.04	14.07	475	121	32759	-4573
10	0.54	100, 50	8.04	14.07	600	136	41444	-5786
11	0.60	100, 50	8.04	14.07	741	151	51146	-7140

Internal foundation

(X abscissa, in [m], positive to the downstream side with origin at the internal foundation extremum)

Nr.	X	B, H	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	0.00	100, 50	8.04	24.13	0	0	0	0
2	0.25	100, 50	8.04	14.07	29	-16	-320	1357
3	0.50	100, 50	8.04	14.07	109	-27	-1204	5102
4	0.75	100, 50	8.04	14.07	210	-30	-2316	9813
5	1.00	100, 50	8.04	14.07	318	-32	-3520	14912
6	1.25	100, 50	8.04	14.07	429	-31	-4743	20093
7	1.50	100, 50	8.04	14.07	535	-29	-5913	25049
8	1.75	100, 50	8.04	14.07	629	-25	-6958	29474
9	2.00	100, 50	8.04	14.07	706	-19	-7805	33062
10	2.25	100, 50	8.04	14.07	758	-11	-8382	35506
11	2.50	100, 50	8.04	14.07	779	-1	-8616	36501

Foundation heel verification

Section base B= 100 cm Section height H=40 [cm]
A_{fi}=10.05 [cmq] A_{fs}=10.05 [cmq]
Stresses M=57.918 [kNm] T=144.722 [kN]
Section ultimate moment M_u = 137.6110 [kNm]
Section safety factor = 2.38

Crack verification

Combination n° 20

Y ordinate (in [m]) is positive downwards with origin at the top of the wall

A _{fs}	reinforcement area (internal side) in [cmq]
A _{fi}	reinforcement area (external side) in [cmq]
M _{pf}	Crack opening moment in [kNm]
M	Bending moment acting on the section in [kNm]
ε _m	average strain in [%]
s _m	Average crack distance in [mm]
w	Average crack opening in [mm]

Crack verification (wall face)

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	s _m	w
1	0.00	8.04	8.04	-14.48	0.00	0.0000	0.00	0.000

2	0.20	8.04	8.04	-15.69	-0.01	0.0000	0.00	0.000
3	0.40	8.04	8.04	-16.94	-0.09	0.0000	0.00	0.000
4	0.60	8.04	8.04	-18.24	-0.30	0.0000	0.00	0.000
5	0.80	8.04	8.04	-19.58	-0.69	0.0000	0.00	0.000
6	1.00	8.04	8.04	-20.97	-1.33	0.0000	0.00	0.000
7	1.20	8.04	8.04	-22.40	-2.28	0.0000	0.00	0.000
8	1.40	8.04	8.04	-23.88	-3.59	0.0000	0.00	0.000
9	1.60	8.04	8.04	-25.41	-5.33	0.0000	0.00	0.000
10	1.80	8.04	8.04	-26.98	-7.55	0.0000	0.00	0.000
11	2.00	8.04	8.04	-28.60	-10.32	0.0000	0.00	0.000
12	2.20	8.04	8.04	-30.26	-13.70	0.0000	0.00	0.000
13	2.40	8.04	8.04	-31.96	-17.74	0.0000	0.00	0.000
14	2.60	8.04	8.04	-33.72	-22.51	0.0000	0.00	0.000
15	2.80	8.04	8.04	-35.51	-28.07	0.0000	0.00	0.000
16	3.00	8.04	8.04	-37.36	-34.48	0.0000	0.00	0.000
17	3.20	16.08	16.08	-42.61	-41.79	0.0000	0.00	0.000
18	3.40	8.04	8.04	-41.18	-50.06	0.0441	163.40	0.122
19	3.60	8.04	8.04	-43.16	-59.37	0.0590	163.40	0.164
20	3.80	8.04	8.04	-45.18	-69.75	0.0745	163.40	0.207
21	4.00	8.04	8.04	-47.25	-81.29	0.0907	163.40	0.252

Crack verification (foundation)

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	s _m	w
1	-0.85	14.07	8.04	-58.25	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	-0.79	14.07	8.04	56.20	0.18	0.0000	0.00	0.000
3	-0.73	14.07	8.04	56.20	0.73	0.0000	0.00	0.000
4	-0.67	14.07	8.04	56.20	1.64	0.0000	0.00	0.000
5	-0.61	14.07	8.04	56.20	2.91	0.0000	0.00	0.000
6	-0.55	14.07	8.04	56.20	4.55	0.0000	0.00	0.000
7	-0.49	14.07	8.04	56.20	6.55	0.0000	0.00	0.000
8	-0.43	14.07	8.04	56.20	8.91	0.0000	0.00	0.000
9	-0.37	14.07	8.04	56.20	11.63	0.0000	0.00	0.000
10	-0.31	14.07	8.04	56.20	14.72	0.0000	0.00	0.000
11	-0.25	14.07	8.04	56.20	18.16	0.0000	0.00	0.000
12	0.21	14.07	8.04	-58.25	-22.25	0.0000	0.00	0.000
13	0.46	14.07	8.04	-58.25	-21.64	0.0000	0.00	0.000
14	0.71	14.07	8.04	-58.25	-20.15	0.0000	0.00	0.000
15	0.96	14.07	8.04	-58.25	-17.96	0.0000	0.00	0.000
16	1.21	14.07	8.04	-58.25	-15.27	0.0000	0.00	0.000
17	1.46	14.07	8.04	-58.25	-12.25	0.0000	0.00	0.000
18	1.71	14.07	8.04	-58.25	-9.09	0.0000	0.00	0.000
19	1.96	14.07	8.04	-58.25	-5.98	0.0000	0.00	0.000
20	2.21	14.07	8.04	-58.25	-3.11	0.0000	0.00	0.000
21	2.46	14.07	8.04	-58.25	-0.83	0.0000	0.00	0.000
22	2.71	24.13	8.04	-62.57	0.00	0.0000	0.00	0.000

Stresses on the wall

Combination n° 21

Y ordinate (in m) positive downwards origin at the top of the wall

Positive moment if internal fibers are stretched, in kNm

Axial force (positive if compressive), in kN

Shear force (positive from the retained side), in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.20	1.2515	0.1223	1.2405
3	0.40	2.5544	0.5293	2.7798
4	0.60	3.9086	1.2811	4.6179
5	0.80	5.3142	2.4375	6.7546
6	1.00	6.7711	4.0587	9.1901
7	1.20	8.2794	6.2046	11.9242
8	1.40	9.8390	8.9352	14.9569
9	1.60	11.4500	12.3106	18.2884
10	1.80	13.1123	16.3907	21.9185
11	2.00	14.8259	21.2355	25.8472
12	2.20	16.5909	26.9052	30.0747
13	2.40	18.4073	33.4595	34.6008
14	2.60	20.2750	40.9586	39.4256
15	2.80	22.1940	49.4625	44.5490
16	3.00	24.1644	59.0311	49.9712
17	3.20	26.1862	69.7245	55.6920
18	3.40	28.2593	81.6023	61.7049
19	3.60	30.3837	94.7185	67.9497
20	3.80	32.5595	109.1108	74.3432
21	4.00	34.7867	124.8046	80.8386

Stresses on the external foundation

Combination n° 21

X abscissa X(in m) positive to the retained side with origin at the external foundation vertex

Moment is positive if the lower fibers are stretched, in kNm

Shear force (positive upwards), in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.06	0.2210	7.3611
3	0.12	0.8828	14.6967
4	0.18	1.9841	22.0069
5	0.24	3.5231	29.2916
6	0.30	5.4985	36.5509
7	0.36	7.9087	43.7847
8	0.42	10.7522	50.9930
9	0.48	14.0274	58.1759
10	0.54	17.7328	65.3333
11	0.60	21.8669	72.4653

Stresses on the internal foundation

Combination n° 21

X abscissa (in m) positive from the retained side with origin at the internal foundation vertex

Moment is positive if the lower fibers are stretched, in kNm

Shear force is positive upwards, in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.25	-1.1768	-9.2368

3	0.50	-4.4560	-15.9357
4	0.75	-8.8903	-19.3611
5	1.00	-14.0476	-21.7194
6	1.25	-19.6611	-23.0109
7	1.50	-25.4641	-23.2353
8	1.75	-31.1898	-22.3928
9	2.00	-36.5716	-20.4834
10	2.25	-41.3426	-17.5069
11	2.50	-45.2362	-13.4636

Reinforcement and stresses in the wall material

Combination n° 21

Y ordinate (in [m]) is positive downwards with origin at the top of the wall

B section base in [cm]
H section height in [cm]
 A_{fs} reinforcement area (internal side) in [cm²]
 A_{fi} reinforcement area (external side) in [cm²]
 σ_c concrete normal stress in [kPa]
 τ_c concrete tangential stress in [kPa]
 σ_{fs} reinforcement area (internal side) in [kPa]
 σ_{fi} reinforcement area (external side) in [kPa]

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fs}	σ_{fi}
1	0.00	100, 25	8.04	8.04	0	0	0	0
2	0.20	100, 26	8.04	8.04	16	6	129	-192
3	0.40	100, 27	8.04	8.04	68	14	1565	-701
4	0.60	100, 28	8.04	8.04	155	22	4684	-1491
5	0.80	100, 29	8.04	8.04	276	30	9553	-2572
6	1.00	100, 30	8.04	8.04	430	40	16251	-3954
7	1.20	100, 31	8.04	8.04	618	50	24847	-5646
8	1.40	100, 32	8.04	8.04	837	60	35400	-7653
9	1.60	100, 33	8.04	8.04	1088	71	47961	-9979
10	1.80	100, 34	8.04	8.04	1371	82	62573	-12627
11	2.00	100, 35	8.04	8.04	1683	94	79274	-15595
12	2.20	100, 37	8.04	8.04	2025	106	98096	-18886
13	2.40	100, 38	8.04	8.04	2396	118	119067	-22497
14	2.60	100, 39	8.04	8.04	2796	130	142213	-26426
15	2.80	100, 40	8.04	8.04	3222	143	167554	-30673
16	3.00	100, 41	8.04	8.04	3676	156	195110	-35233
17	3.20	100, 42	16.08	16.08	2951	169	114699	-31961
18	3.40	100, 43	8.04	8.04	4661	182	256930	-45285
19	3.60	100, 44	8.04	8.04	5191	196	291202	-50767
20	3.80	100, 45	8.04	8.04	5744	209	327655	-56536
21	4.00	100, 46	8.04	8.04	6317	221	366200	-62573

Reinforcement and stresses in the foundation materials

Combination n° 21

Adopted symbols

B	section base in [cm]
H	section height in [cm]
A_{fi}	lower side reinforcement area in [cmq]
A_{fs}	upper side reinforcement area in [cmq]
σ_c	concrete normal stress in [kPa]
τ_c	concrete tangential stress in [kPa]
σ_{fi}	reinforcement stress (lower side) in [kPa]
σ_{fs}	reinforcement stress (upper side) in [kPa]

External foundation

(X abscissa, in [m], positive to the retained side with origin at the external foundation vertex)

Nr.	X	B, H	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
1	0.00	100, 50	8.04	14.07	0	0	0	0
2	0.06	100, 50	8.04	14.07	9	18	622	-87
3	0.12	100, 50	8.04	14.07	36	37	2486	-347
4	0.18	100, 50	8.04	14.07	81	55	5587	-780
5	0.24	100, 50	8.04	14.07	144	73	9921	-1385
6	0.30	100, 50	8.04	14.07	224	91	15484	-2162
7	0.36	100, 50	8.04	14.07	323	110	22272	-3109
8	0.42	100, 50	8.04	14.07	439	128	30279	-4227
9	0.48	100, 50	8.04	14.07	572	146	39502	-5515
10	0.54	100, 50	8.04	14.07	723	164	49937	-6972
11	0.60	100, 50	8.04	14.07	892	181	61579	-8597

Internal foundation

(X abscissa, in [m], positive to the downstream side with origin at the internal foundation extremum)

Nr.	X	B, H	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
1	0.00	100, 50	8.04	24.13	0	0	0	0
2	0.25	100, 50	8.04	14.07	41	-23	-456	1931
3	0.50	100, 50	8.04	14.07	156	-40	-1726	7311
4	0.75	100, 50	8.04	14.07	311	-48	-3443	14586
5	1.00	100, 50	8.04	14.07	492	-54	-5440	23047
6	1.25	100, 50	8.04	14.07	689	-58	-7614	32257
7	1.50	100, 50	8.04	14.07	892	-58	-9862	41777
8	1.75	100, 50	8.04	14.07	1093	-56	-12079	51171
9	2.00	100, 50	8.04	14.07	1281	-51	-14164	60001
10	2.25	100, 50	8.04	14.07	1449	-44	-16011	67828
11	2.50	100, 50	8.04	14.07	1585	-34	-17519	74216

Foundation heel verification

Section base B= 100 cm Section height H=40 [cm]
 A_{fi} =10.05 [cmq] A_{fs} =10.05 [cmq]
 Stresses M=61.461 [kNm] T=153.576 [kN]
 Section ultimate moment M_u = 137.6110 [kNm]
 Section safety factor = 2.24

Crack verification

Combination n° 21

Y ordinate (in [m]) is positive downwards with origin at the top of the wall

A_{fs}	reinforcement area (internal side) in [cmq]
A_{fi}	reinforcement area (external side) in [cmq]
M_{pf}	Crack opening moment in [kNm]
M	Bending moment acting on the section in [kNm]
ϵ_m	average strain in [%]
s_m	Average crack distance in [mm]
w	Average crack opening in [mm]

Crack verification (wall face)

N°	Y	A_{fs}	A_{fi}	M_{pf}	M	ϵ_m	s_m	w
1	0.00	8.04	8.04	-14.48	0.00	0.0000	0.00	0.000

2	0.20	8.04	8.04	-15.69	-0.12	0.0000	0.00	0.000
3	0.40	8.04	8.04	-16.94	-0.53	0.0000	0.00	0.000
4	0.60	8.04	8.04	-18.24	-1.28	0.0000	0.00	0.000
5	0.80	8.04	8.04	-19.58	-2.44	0.0000	0.00	0.000
6	1.00	8.04	8.04	-20.97	-4.06	0.0000	0.00	0.000
7	1.20	8.04	8.04	-22.40	-6.20	0.0000	0.00	0.000
8	1.40	8.04	8.04	-23.88	-8.94	0.0000	0.00	0.000
9	1.60	8.04	8.04	-25.41	-12.31	0.0000	0.00	0.000
10	1.80	8.04	8.04	-26.98	-16.39	0.0000	0.00	0.000
11	2.00	8.04	8.04	-28.60	-21.24	0.0000	0.00	0.000
12	2.20	8.04	8.04	-30.26	-26.91	0.0000	0.00	0.000
13	2.40	8.04	8.04	-31.96	-33.46	0.0347	163.40	0.096
14	2.60	8.04	8.04	-33.72	-40.96	0.0426	163.40	0.118
15	2.80	8.04	8.04	-35.51	-49.46	0.0579	163.40	0.161
16	3.00	8.04	8.04	-37.36	-59.03	0.0737	163.40	0.205
17	3.20	16.08	16.08	-42.61	-69.72	0.0443	104.50	0.079
18	3.40	8.04	8.04	-41.18	-81.60	0.1074	163.40	0.298
19	3.60	8.04	8.04	-43.16	-94.72	0.1255	163.40	0.348
20	3.80	8.04	8.04	-45.18	-109.11	0.1444	163.40	0.401
21	4.00	8.04	8.04	-47.25	-124.80	0.1641	163.40	0.456

Crack verification (foundation)

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	s _m	w
1	-0.85	14.07	8.04	-58.25	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	-0.79	14.07	8.04	56.20	0.22	0.0000	0.00	0.000
3	-0.73	14.07	8.04	56.20	0.88	0.0000	0.00	0.000
4	-0.67	14.07	8.04	56.20	1.98	0.0000	0.00	0.000
5	-0.61	14.07	8.04	56.20	3.52	0.0000	0.00	0.000
6	-0.55	14.07	8.04	56.20	5.50	0.0000	0.00	0.000
7	-0.49	14.07	8.04	56.20	7.91	0.0000	0.00	0.000
8	-0.43	14.07	8.04	56.20	10.75	0.0000	0.00	0.000
9	-0.37	14.07	8.04	56.20	14.03	0.0000	0.00	0.000
10	-0.31	14.07	8.04	56.20	17.73	0.0000	0.00	0.000
11	-0.25	14.07	8.04	56.20	21.87	0.0000	0.00	0.000
12	0.21	14.07	8.04	-58.25	-45.24	0.0000	0.00	0.000
13	0.46	14.07	8.04	-58.25	-41.34	0.0000	0.00	0.000
14	0.71	14.07	8.04	-58.25	-36.57	0.0000	0.00	0.000
15	0.96	14.07	8.04	-58.25	-31.19	0.0000	0.00	0.000
16	1.21	14.07	8.04	-58.25	-25.46	0.0000	0.00	0.000
17	1.46	14.07	8.04	-58.25	-19.66	0.0000	0.00	0.000
18	1.71	14.07	8.04	-58.25	-14.05	0.0000	0.00	0.000
19	1.96	14.07	8.04	-58.25	-8.89	0.0000	0.00	0.000
20	2.21	14.07	8.04	-58.25	-4.46	0.0000	0.00	0.000
21	2.46	14.07	8.04	-58.25	-1.18	0.0000	0.00	0.000
22	2.71	24.13	8.04	-62.57	0.00	0.0000	0.00	0.000

Stresses on the wall

Combination n° 22

Y ordinate (in m) positive downwards origin at the top of the wall

Positive moment if internal fibers are stretched, in kNm

Axial force (positive if compressive), in kN

Shear force (positive from the retained side), in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.20	1.2515	0.1587	1.6042
3	0.40	2.5544	0.6748	3.5073
4	0.60	3.9086	1.6084	5.7091
5	0.80	5.3142	3.0195	8.2097
6	1.00	6.7711	4.9681	11.0089
7	1.20	8.2794	7.5141	14.1068
8	1.40	9.8390	10.7177	17.5034
9	1.60	11.4500	14.6387	21.1987
10	1.80	13.1123	19.3373	25.1926
11	2.00	14.8259	24.8733	29.4851
12	2.20	16.5909	31.3069	34.0764
13	2.40	18.4073	38.6980	38.9663
14	2.60	20.2750	47.1066	44.1549
15	2.80	22.1940	56.5927	49.6422
16	3.00	24.1644	67.2163	55.4281
17	3.20	26.1862	79.0375	61.5127
18	3.40	28.2593	92.1158	67.8888
19	3.60	30.3837	106.5046	74.4905
20	3.80	32.5595	122.2396	81.2276
21	4.00	34.7867	139.3435	88.0542

Stresses on the external foundation

Combination n° 22

X abscissa X(in m) positive to the retained side with origin at the external foundation vertex

Moment is positive if the lower fibers are stretched, in kNm

Shear force (positive upwards), in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.06	0.2354	7.8405
3	0.12	0.9402	15.6478
4	0.18	2.1125	23.4218
5	0.24	3.7501	31.1624
6	0.30	5.8513	38.8698
7	0.36	8.4139	46.5439
8	0.42	11.4359	54.1847
9	0.48	14.9154	61.7922
10	0.54	18.8503	69.3665
11	0.60	23.2387	76.9074

Stresses on the internal foundation

Combination n° 22

X abscissa (in m) positive from the retained side with origin at the internal foundation vertex

Moment is positive if the lower fibers are stretched, in kNm

Shear force is positive upwards, in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.25	-1.3177	-10.3413

3	0.50	-4.9969	-18.0087
4	0.75	-10.0563	-22.2665
5	1.00	-16.0299	-25.3214
6	1.25	-22.6168	-27.1733
7	1.50	-29.5163	-27.8222
8	1.75	-36.4277	-27.2682
9	2.00	-43.0501	-25.5111
10	2.25	-49.0830	-22.5511
11	2.50	-54.2254	-18.3881

Reinforcement and stresses in the wall material

Combination n° 22

Y ordinate (in [m]) is positive downwards with origin at the top of the wall

B section base in [cm]
H section height in [cm]
 A_{fs} reinforcement area (internal side) in [cm²]
 A_{fi} reinforcement area (external side) in [cm²]
 σ_c concrete normal stress in [kPa]
 τ_c concrete tangential stress in [kPa]
 σ_{fs} reinforcement area (internal side) in [kPa]
 σ_{fi} reinforcement area (external side) in [kPa]

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fs}	σ_{fi}
1	0.00	100, 25	8.04	8.04	0	0	0	0
2	0.20	100, 26	8.04	8.04	21	8	289	-241
3	0.40	100, 27	8.04	8.04	87	17	2360	-855
4	0.60	100, 28	8.04	8.04	195	27	6436	-1803
5	0.80	100, 29	8.04	8.04	341	37	12557	-3091
6	1.00	100, 30	8.04	8.04	525	48	20766	-4723
7	1.20	100, 31	8.04	8.04	746	59	31104	-6702
8	1.40	100, 32	8.04	8.04	1002	70	43604	-9028
9	1.60	100, 33	8.04	8.04	1291	82	58294	-11700
10	1.80	100, 34	8.04	8.04	1614	94	75199	-14718
11	2.00	100, 35	8.04	8.04	1968	107	94339	-18077
12	2.20	100, 37	8.04	8.04	2353	120	115733	-21776
13	2.40	100, 38	8.04	8.04	2767	133	139395	-25810
14	2.60	100, 39	8.04	8.04	3210	146	165341	-30176
15	2.80	100, 40	8.04	8.04	3682	159	193581	-34870
16	3.00	100, 41	8.04	8.04	4180	173	224126	-39888
17	3.20	100, 42	16.08	16.08	3338	187	131012	-36058
18	3.40	100, 43	8.04	8.04	5255	201	292165	-50877
19	3.60	100, 44	8.04	8.04	5830	214	329651	-56837
20	3.80	100, 45	8.04	8.04	6428	228	369374	-63087
21	4.00	100, 46	8.04	8.04	7047	241	411232	-69607

Reinforcement and stresses in the foundation materials

Combination n° 22

Adopted symbols

B	section base in [cm]
H	section height in [cm]
A_{fi}	lower side reinforcement area in [cmq]
A_{fs}	upper side reinforcement area in [cmq]
σ_c	concrete normal stress in [kPa]
τ_c	concrete tangential stress in [kPa]
σ_{fi}	reinforcement stress (lower side) in [kPa]
σ_{fs}	reinforcement stress (upper side) in [kPa]

External foundation

(X abscissa, in [m], positive to the retained side with origin at the external foundation vertex)

Nr.	X	B, H	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
1	0.00	100, 50	8.04	14.07	0	0	0	0
2	0.06	100, 50	8.04	14.07	10	20	663	-93
3	0.12	100, 50	8.04	14.07	38	39	2648	-370
4	0.18	100, 50	8.04	14.07	86	59	5949	-831
5	0.24	100, 50	8.04	14.07	153	78	10561	-1474
6	0.30	100, 50	8.04	14.07	239	97	16478	-2300
7	0.36	100, 50	8.04	14.07	343	117	23694	-3308
8	0.42	100, 50	8.04	14.07	467	136	32204	-4496
9	0.48	100, 50	8.04	14.07	609	155	42003	-5864
10	0.54	100, 50	8.04	14.07	769	174	53084	-7411
11	0.60	100, 50	8.04	14.07	948	193	65442	-9136

Internal foundation

(X abscissa, in [m], positive to the downstream side with origin at the internal foundation extremum)

Nr.	X	B, H	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
1	0.00	100, 50	8.04	24.13	0	0	0	0
2	0.25	100, 50	8.04	14.07	46	-26	-510	2162
3	0.50	100, 50	8.04	14.07	175	-45	-1935	8198
4	0.75	100, 50	8.04	14.07	352	-56	-3895	16499
5	1.00	100, 50	8.04	14.07	562	-63	-6208	26299
6	1.25	100, 50	8.04	14.07	792	-68	-8759	37106
7	1.50	100, 50	8.04	14.07	1034	-70	-11431	48426
8	1.75	100, 50	8.04	14.07	1276	-68	-14108	59765
9	2.00	100, 50	8.04	14.07	1508	-64	-16673	70630
10	2.25	100, 50	8.04	14.07	1720	-56	-19009	80527
11	2.50	100, 50	8.04	14.07	1900	-46	-21001	88964

Foundation heel verification

Section base B= 100 cm Section height H=40 [cm]
 A_{fi} =10.05 [cmq] A_{fs} =10.05 [cmq]
 Stresses M=62.707 [kNm] T=156.688 [kN]
 Section ultimate moment M_u = 137.6110 [kNm]
 Section safety factor = 2.19

Crack verification

Combination n° 22

Y ordinate (in [m]) is positive downwards with origin at the top of the wall

A_{fs}	reinforcement area (internal side) in [cmq]
A_{fi}	reinforcement area (external side) in [cmq]
M_{pf}	Crack opening moment in [kNm]
M	Bending moment acting on the section in [kNm]
ϵ_m	average strain in [%]
s_m	Average crack distance in [mm]
w	Average crack opening in [mm]

Crack verification (wall face)

N°	Y	A_{fs}	A_{fi}	M_{pf}	M	ϵ_m	s_m	w
1	0.00	8.04	8.04	-14.48	0.00	0.0000	0.00	0.000

2	0.20	8.04	8.04	-15.69	-0.16	0.0000	0.00	0.000
3	0.40	8.04	8.04	-16.94	-0.67	0.0000	0.00	0.000
4	0.60	8.04	8.04	-18.24	-1.61	0.0000	0.00	0.000
5	0.80	8.04	8.04	-19.58	-3.02	0.0000	0.00	0.000
6	1.00	8.04	8.04	-20.97	-4.97	0.0000	0.00	0.000
7	1.20	8.04	8.04	-22.40	-7.51	0.0000	0.00	0.000
8	1.40	8.04	8.04	-23.88	-10.72	0.0000	0.00	0.000
9	1.60	8.04	8.04	-25.41	-14.64	0.0000	0.00	0.000
10	1.80	8.04	8.04	-26.98	-19.34	0.0000	0.00	0.000
11	2.00	8.04	8.04	-28.60	-24.87	0.0000	0.00	0.000
12	2.20	8.04	8.04	-30.26	-31.31	0.0337	163.40	0.094
13	2.40	8.04	8.04	-31.96	-38.70	0.0419	163.40	0.116
14	2.60	8.04	8.04	-33.72	-47.11	0.0575	163.40	0.160
15	2.80	8.04	8.04	-35.51	-56.59	0.0737	163.40	0.205
16	3.00	8.04	8.04	-37.36	-67.22	0.0905	163.40	0.251
17	3.20	16.08	16.08	-42.61	-79.04	0.0537	104.50	0.095
18	3.40	8.04	8.04	-41.18	-92.12	0.1266	163.40	0.352
19	3.60	8.04	8.04	-43.16	-106.50	0.1460	163.40	0.406
20	3.80	8.04	8.04	-45.18	-122.24	0.1663	163.40	0.462
21	4.00	8.04	8.04	-47.25	-139.34	0.1875	163.40	0.521

Crack verification (foundation)

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	s _m	w
1	-0.85	14.07	8.04	-58.25	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	-0.79	14.07	8.04	56.20	0.24	0.0000	0.00	0.000
3	-0.73	14.07	8.04	56.20	0.94	0.0000	0.00	0.000
4	-0.67	14.07	8.04	56.20	2.11	0.0000	0.00	0.000
5	-0.61	14.07	8.04	56.20	3.75	0.0000	0.00	0.000
6	-0.55	14.07	8.04	56.20	5.85	0.0000	0.00	0.000
7	-0.49	14.07	8.04	56.20	8.41	0.0000	0.00	0.000
8	-0.43	14.07	8.04	56.20	11.44	0.0000	0.00	0.000
9	-0.37	14.07	8.04	56.20	14.92	0.0000	0.00	0.000
10	-0.31	14.07	8.04	56.20	18.85	0.0000	0.00	0.000
11	-0.25	14.07	8.04	56.20	23.24	0.0000	0.00	0.000
12	0.21	14.07	8.04	-58.25	-54.23	0.0000	0.00	0.000
13	0.46	14.07	8.04	-58.25	-49.08	0.0000	0.00	0.000
14	0.71	14.07	8.04	-58.25	-43.05	0.0000	0.00	0.000
15	0.96	14.07	8.04	-58.25	-36.43	0.0000	0.00	0.000
16	1.21	14.07	8.04	-58.25	-29.52	0.0000	0.00	0.000
17	1.46	14.07	8.04	-58.25	-22.62	0.0000	0.00	0.000
18	1.71	14.07	8.04	-58.25	-16.03	0.0000	0.00	0.000
19	1.96	14.07	8.04	-58.25	-10.06	0.0000	0.00	0.000
20	2.21	14.07	8.04	-58.25	-5.00	0.0000	0.00	0.000
21	2.46	14.07	8.04	-58.25	-1.32	0.0000	0.00	0.000
22	2.71	24.13	8.04	-62.57	0.00	0.0000	0.00	0.000

Reinforcement list

Adopted symbols

<i>Location</i>	Reinforcement location
ϕ	Reinforcement diameter in [mm]
<i>n</i>	Number of reinforcements
<i>L</i>	Reinforcement total length in [cm]
<i>P</i>	Weight of the reinforcement in [kN]
<i>P_g</i>	Weight of the group in [kN]

Location	ϕ	n	L	P	P_g
Foundation	16.00	7	513.16	0.0794	0.5560
Foundation	16.00	4	513.16	0.0794	0.3177
Foundation	16.00	5	262.00	0.0406	0.2028
Face	16.00	4	243.00	0.0376	0.1505
Face	16.00	4	478.00	0.0740	0.2959
Face	16.00	4	242.18	0.0375	0.1499
Face	16.00	4	478.44	0.0741	0.2962
Foundation	8.00	6	60.10	0.0023	0.0140
Face	8.00	6	45.63	0.0018	0.0106

List of unit prices

Elevation concrete	(E/mc)	72.30
Foundation concrete	(E/mc)	61.97
Lean concrete	(E/mc)	46.48
Reinforcement	(E/kg)	0.90
Formwork	(E/mq)	13.94
Stripping	(E/mc)	3.62
Fixed excavation	(E/mc)	9.30
Draining material	(E/mc)	18.08

Reinforcement quantities (per linear meter)

Diameter (mm)	Lenght (m)	Weight (kg)
16	127.21	200.78
10	58.00	35.76
8	23.73	9.36

Reinforcement quantities (per linear meter)

Elevation concrete	(mc)	1.42
Foundation concrete	(mc)	2.02
Lean concrete	(mc)	0.36
Reinforcement	(kg)	245.91
Formwork	(mq)	8.01
Stripping	(mc)	0.00
Fixed excavation	(mc)	2.02
Draining material	(mc)	0.00

Nga kontrollet e kryera rezulton se strukturat pjese e këtij segmenti rrugor i plotësojnë llogaritjet konstruktive dhe kushtet teknike të projektimit në fuqi.

Inxhinier ndërtimi:

inxh: Sokol METOJA

inxh: Eduart KUKA

Drejtues ligjor:

inxh: Redi STRUGA