

REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA

PROVINCIA DI UDINE

COMUNE DI FLAIBANO

Intervento di rafforzamento locale su singoli elementi strutturali
della Scuola dell'infanzia comunale.

PROGETTO
ESECUTIVO

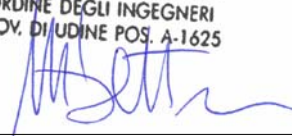
RELAZIONE SULLE STRUTTURE

3

NOVEMBRE 2022

ING. MARINO DEL PICCOLO

Ing. MARINO DEL PICCOLO
ORDINE DEGLI INGEGNERI
PROV. DI UDINE POS. A-1625



Sommario

PREMESSA	3
I. PARAMETRI SISMICI	5
DICHIARA	5
II . RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI IMPIEGATI.....	6
III. RELAZIONE SOSTITUTIVA DI RELAZIONE GEOLOGICA	7
IV. RELAZIONE SULLE FONDAZIONI E GEOTECNICA	8
1.- NOTE DESCRITTIVE.....	10
STATO DI FATTO	10
PROGETTO	11
2.- ANALISI DEI CARICHI	12
3. PARAMETRI DI CALCOLO	14
4.-VERIFICHE STRUTTURALI	15
NOTE ESPLICATIVE SULLA MODELLAZIONE	15
VERIFICHE DEGLI AFFIANCAMENTI DELLE NUOVE FONDAZIONI.....	16
5.-VALIDAZIONE DEL MODELLO.....	52
V.- RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI	53
PIANO DI MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE	54

PREMESSA

La presente relazione è relativa al LAVORI DI RAFFORZAMENTO LOCALE SU SINGOLI ELEMENTI STRUTTURALI DELLA SCUOLA DELL'INFANZIA COMUNALE.

Le opere previste sono da realizzarsi su una unità immobiliare che risulta collegata intimamente ad altri fabbricati facenti parte di un complesso di una scuola materna e di un centro sociale comunale . L'edificio in oggetto di intervento risulta attualmente destinato al piano seminterrato come piccola palestra per i bambini e locali per deposito materiale, al piano rialzato a mensa e palestra per la scuola materna del comune di Flaibano al piano primo il dormitorio dei bambini e una piccola cappella per le suore, il piano secondo è destinato ad appartamento per le suore .

La presente relazione riguarda un intervento strutturale locale presso nel corpo A della Scuola Materna Comunale di Flaibano gli **interventi strutturali si collocano limitatamente al solo piano seminterrato.**

Il progetto riguarda alcuni interventi strutturali del piano interrato. Gli interventi si coordinano con quelli già eseguiti nel 2017. I lavori già eseguiti hanno previsto la posa di tiranti in acciaio verticali all'interno della muratura, collegati con i solai e con i cordoli di copertura.

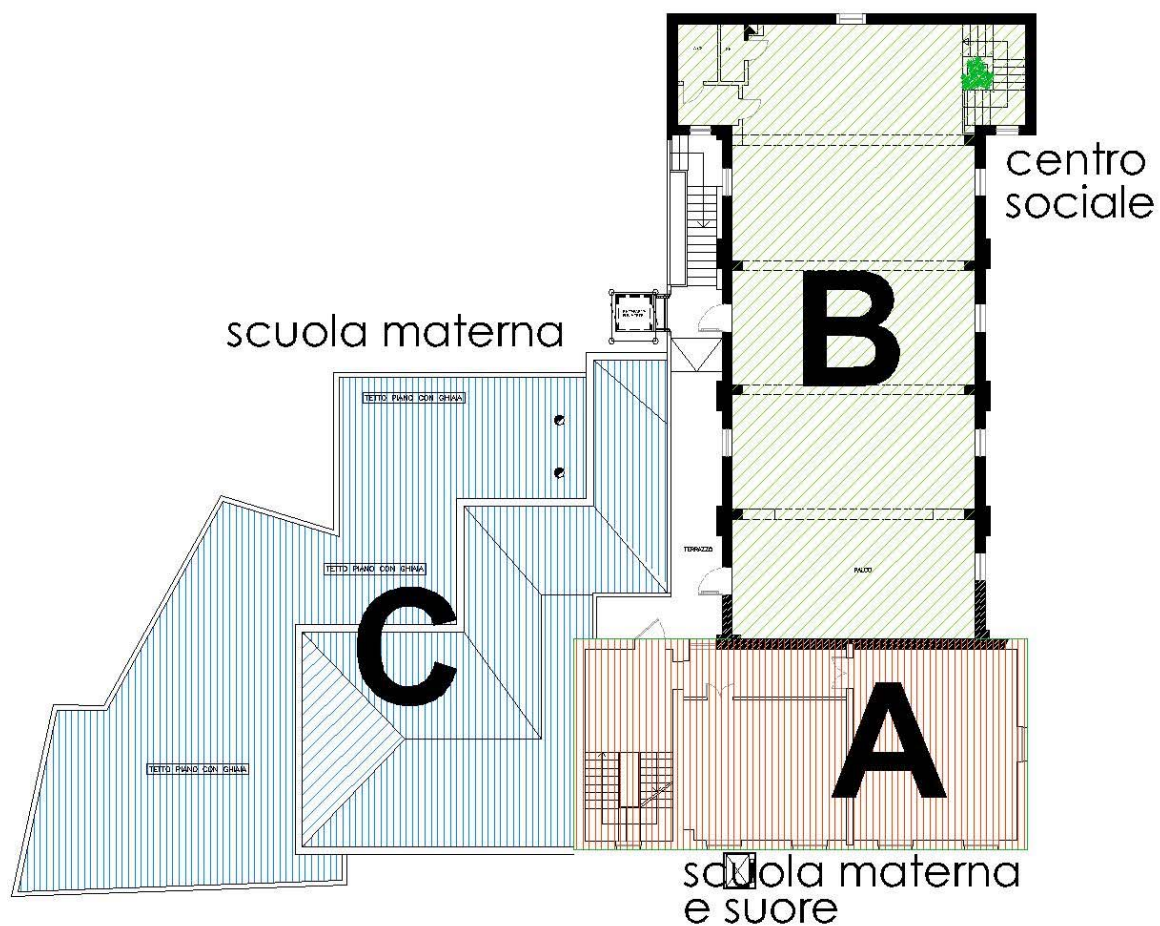
Nel Presente intervento vengono eseguite le fondazioni in c.a., il rinforzo delle pareti portanti mediante betoncino su una faccia, per le pareti contro terra e su doppia faccia per le pareti intermedie. Tale intervento ha la funzione di connettere alle fondazioni anche le tirantature verticali in acciaio eseguite precedentemente.

Il progetto prevede anche la realizzazione di betoncino armato sui pilastri. Anche i plinti verranno dotati di cordoli perimetrali e connessi alle strutture fondazionali esistenti.

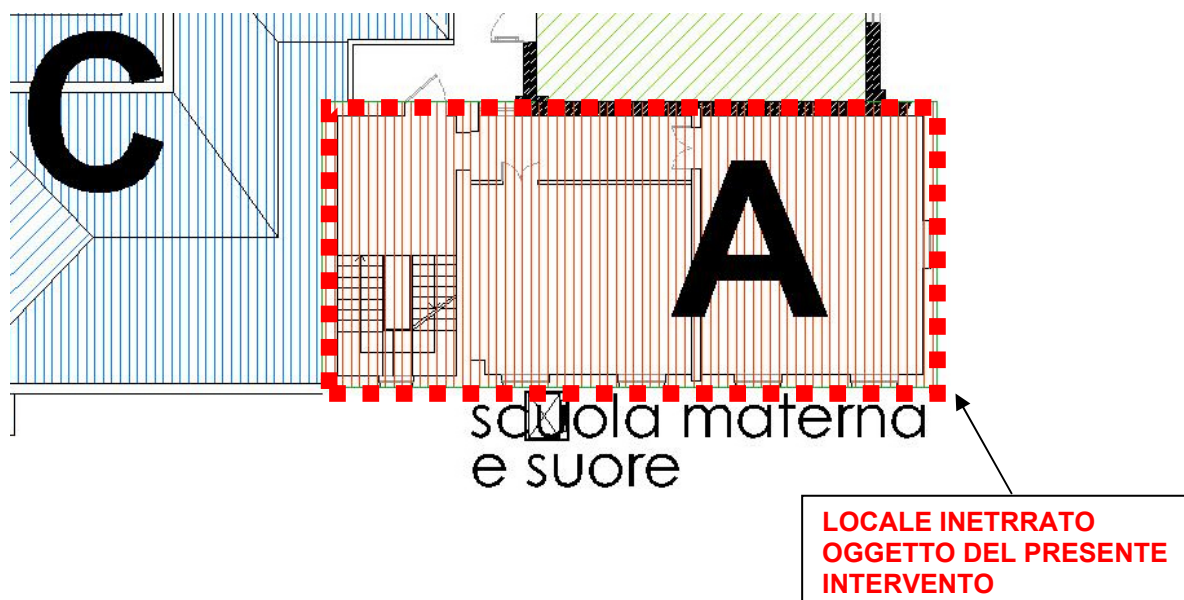
Il progetto prevede di rifare le pavimentazioni previa esecuzione di strato di vuoto ventilato per abbattere le concentrazioni di radon. Vengono rifatti gli intonaci in malta di calce e le pitture altamente traspiranti. Vengono rifatti parte dei tramezzi compromessi dalle lavorazioni e relative porte di accesso. Si prevede anche la sostituzione di alcuni serramenti degradati dell'edificio.

Si prevede di intervenire sul fabbricato esistente con interventi di ristrutturazione che formalmente **si configurano come INTERVENTO LOCALE** come previsto al cap. 8.4.1 delle NTC08 IN QUANTO:

- SI INTERVIENE IN UNA PORZIONE LIMITATA DELLA STRUTTURALE - interrato
- SI MIGLIORANO LE CARATTERISTICHE DI RESISTENZA-betoncino e fondazioni



PIANTA



I. PARAMETRI SISMICI

Il sottoscritto Ing. Marino Del Piccolo C.F. DPLMRN64B02E473B con studio a Udine in via A.L.Moro n°30/9, iscritto all'Ordine degli Ingegneri di Udine in pos. 1625, progettista strutturale delle opere relative a LAVORI DI RAFFORZAMENTO LOCALE SU SINGOLI ELEMENTI STRUTTURALI DELLA SCUOLA DELL'INFANZIA COMUNALE.

DICHIARA

che il progetto esecutivo allegato è stato redatto secondo il DM 2018 “Norme tecniche per le costruzioni” facendo riferimento ai seguenti parametri sismici:

TIPO DI COSTRUZIONE: 2
CLASSE D'USO: III
VITA NOMINALE: $V_n=50$ anni
COEFFICIENTE D'USO: $C_u=1.5$
PERIODO DI RIFERIMENTO: $V_r=75$ anni

Latitudine (ED50) 46.05855 Longitudine (ED50) 12.9851

I dati di pericolosità sismica utilizzati sono i seguenti:

Stato limite	Pvr (%)	Tr (anni)	ag/g	Fo	T*c (s)
SLO	81	45	0.067	2.471	0.260
SLD	63	75	0.087	2.455	0.277
SLV	10	712	0.228	2.463	0.343
SLC	5	1462	0.300	2.523	0.359

Il progettista delle strutture

II . RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI IMPIEGATI

La presente relazione viene redatta ai sensi dell'art.4 della L. 5/11/71 n.1086, allo scopo di fornire all'assistente ai lavori e al direttore dei lavori, un quadro sintetico delle caratteristiche e qualità dei materiali da impiegare per la realizzazione delle strutture previste dall'intervento in oggetto.

- CALCESTRUZZO:

- strutture verticali C28/35 (Rck 35Mpa), classe di esposizione XC1, classe di lavorabilità S5
inerti assortiti di diametro massimo 25mm (fondazioni), 20 mm (solette, travi, cordoli,)
provenienti da impianti di estrazione e lavaggio.
cemento portland 325

- ACCIAIO:

Acciaio per c.a.: barre tonde ad aderenza migliorata tipo B450C

$f_y > 450 \text{ MPa}$; $f_{ymisurato}/f_{y \text{ nom}} < 1.25$; $1.15 < f_t/f_y < 1.35$;

- ANCORAGGI:

- ancoraggi con iniezione di malta a ritiro compensato tipo EMACO S55
- ancoraggi con iniezioni di resina epossidica tipo Hilti HIT RE 500

- TERRENO

Durante gli scavi di fondazione dovranno comunque essere verificate le ipotesi di progetto e le effettive caratteristiche del terreno di fondazione.

Il direttore dei lavori

Il progettista delle strutture

III. RELAZIONE SOSTITUTIVA DI RELAZIONE GEOLOGICA

La presente relazione ha per oggetto la descrizione delle caratteristiche geologiche del terreno di sedime relative alla LAVORI DI RAFFORZAMENTO LOCALE SU SINGOLI ELEMENTI STRUTTURALI DELLA SCUOLA DELL'INFANZIA COMUNALE.

La presente relazione riassume i dati e parametri di calcolo della relazione geologica effettuata dal geologo Ziraldo Gianluigi all'Ordine dei Geologi del FVG al n°96.

Il territorio è posto ad una quota altimetrica di circa 103mt s.l.m. in sinistra idrografica del F. Tagliamento, dal quale dista 4Km.

Il sito in oggetto presenta un assetto planimetrico del territorio tipico della pianura alluvionale e cioè ad andamento pianeggiante con assenza di evidenze morfologiche e debole pendenza verso sud.

Il sottosuolo al di sotto di una modesta copertura di terreno vegetale, risulta costituito da una potente coltre di materiali di deposito fluviale e fluvioglaciale formati da ghiaie con ciottoli in matrice sabbiosa parzialmente limosa.

*Per quanto riguarda la risposta sismica il **sottosuolo è di tipo B** visto che come riportato nella relazione la velocità $V_{s,30}$ risulta compresa tra 360 mt/sec e 800mt/sec.*

La caratteristica topografica risulta T1.

La profondità di falda si attesta ad un valore minimi dal p.c. 41-42mt, circa.

Il piano di posa delle fondazioni presenta i seguenti parametri geotecnici, possono essere assunti come:

Peso di volume	$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$
Angolo d'attrito di picco	$\phi = 37^\circ$
Coesione non drenata	$c = 0,0 \text{ kPa}$

IV. RELAZIONE SULLE FONDAZIONI E GEOTECNICA

La presente relazione ha per oggetto la descrizione delle caratteristiche geologiche del terreno di sedime relative alla LAVORI DI RAFFORZAMENTO LOCALE SU SINGOLI ELEMENTI STRUTTURALI DELLA SCUOLA DELL'INFANZIA COMUNALE.

La presente relazione riassume i dati e parametri di calcolo della relazione geologica effettuata dal geologo Ziraldo Gianluigi all'Ordine dei Geologi del FVG al n°96.

Il territorio è posto ad una quota altimetrica di circa 103mt s.l.m. in sinistra idrografica del F. Tagliamento, dal quale dista 4Km.

Il sito in oggetto presenta un assetto planimetrico del territorio tipico della pianura alluvionale e cioè ad andamento pianeggiante con assenza di evidenze morfologiche e debole pendenza verso sud.

Il sottosuolo al di sotto di una modesta copertura di terreno vegetale, risulta costituito da una potente coltre di materiali di deposito fluviale e fluvioglaciale formati da ghiaie con ciottoli in matrice sabbiosa parzialmente limosa.

*Per quanto riguarda la risposta sismica il **sottosuolo è di tipo B** visto che come riportato nella relazione la velocità $V_{s,30}$ risulta compresa tra 360 mt/sec e 800mt/sec.*

La caratteristica topografica risulta T1.

La profondità di falda si attesta ad un valore minimi dal p.c. 41-42mt, circa.

Il piano di posa delle fondazioni presenta i seguenti parametri geotecnici, possono essere assunti come:

Peso di volume	$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$
Angolo d'attrito di picco	$\phi = 37^\circ$
Coesione non drenata	$c = 0,0 \text{ kPa}$

Parametri geomeccanici

$\gamma_k =$	2,10 t/m ³
$c_k =$	0 daN/cm ²
$\phi_k =$	37 °
$\tan\phi_k =$	0,781 °

Parametri geometrici

B =	0,85 m
D =	1,0 m

Relazioni di calcolo

$$q = \gamma D$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2)$$

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

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,4\phi)$$

$$q_{lim} = c N_c + q N_q + 1/2 \gamma B N_\gamma$$

$$q_{ult} = q_{lim} / \gamma_R$$

	Approccio 1		Approccio 2
	Comb. A1	Comb. A2	
	A1+M1+R2	A2+M2+R2	A1+M1+R3
$\gamma_{M\gamma} =$	1	1	1
$\gamma_{Mc} =$	1	1,25	1
$\gamma_{M\tan\phi} =$	1	1,25	1
$\gamma_d =$ [t/m ³]	2,1	2,1	2,1
$c_d =$ [daN/cm ²]	0,0	0,0	0,0
$\phi_d =$ °	38,0	32,0	38
$\tan\phi_d =$ °	0,781	0,625	0,781
B= m	0,85	0,85	0,85
q = [t/m ²]	2,10	2,10	2,10
$N_q =$	48,6	23,1	48,65
$N_c =$	61,0	35,4	61,03
$N_\gamma =$	63,6	21,9	63,63
$\gamma_R =$	1	1,8	2,3
$q_{lim} =$ [daN/cm ²]	15,9	6,8	15,9
$q_{ult} =$ [daN/cm ²]	15,9	3,78	6,9

Cautelativamente senza considerare il terreno sovraconsolidato

Il progettista delle strutture

V.- RELAZIONE DEI CALCOLI STRUTTURALI

1.- NOTE DESCRITTIVE.

La presente relazione è relativa ai lavori di LAVORI DI RAFFORZAMENTO LOCALE SU SINGOLI ELEMENTI STRUTTURALI DELLA SCUOLA DELL'INFANZIA COMUNALE.

STATO DI FATTO

Il fabbricato presenta dimensioni massime dell'edificio principale che si erge dal complesso , quello oggetto di intervento, in pianta di circa 8.3m x 18m, e presenta piano seminterrato piano rialzato destinati alla scuola materna primo piano destinato in parte alla scuola materna e una piccola cappella per le suore ed il piano secondo destinato ad appartamento per le suore. La parte di edificio oggetto di intervento fa parte della scuola materna e dell'edificio del centro sociale di Flaibano.

Le strutture verticali del piano seminterrato sono in cls le murature del piano rialzato sono prevalentemente in pietrame ad eccezione di alcune pareti che si presentano in blocchi modulari portanti doppio UNI. Il piano primo presenta strutture simili al piano rialzato mentre il piano secondo presenta strutture in blocco modulare portante. Lo spessore delle murature è di circa 40-45 cm. Le murature si presentano complessivamente in stato di conservazione buono senza evidenti fenomeni di fessurazione. Le fondazioni esistenti sono in cls.

I solai hanno struttura del tipo SAP; la copertura è costituita da capriate a struttura reticolare metallica, arcarecci sostituiti da L e tavelloni in laterizio con cappa in cls superiore, e manto di copertura in coppi. Lo stato di conservazione degli elementi metallici di copertura è buono senza fenomeni di corrosione diffusi.

PROGETTO

Il progetto riguarda alcuni interventi strutturali del piano interrato. Gli interventi si coordinano con quelli già eseguiti nel 2017. I lavori già eseguiti hanno previsto la posa di tiranti in acciaio verticali all'interno della muratura, collegati con i solai e con i cordoli di copertura.

La presente relazione riguarda un intervento strutturale locale presso nel corpo A della Scuola Materna Comunale di Flaibano gli **interventi strutturali si collocano limitatamente al solo piano seminterrato**.

Nel Presente intervento vengono eseguite le fondazioni in c.a., il rinforzo delle pareti portanti mediante betoncino su una faccia, per le pareti contro terra e su doppia faccia per le pareti intermedie. Tale intervento ha la funzione di connettere alle fondazioni anche le tirantature verticali in acciaio eseguite precedentemente.

Il progetto prevede anche la realizzazione di betoncino armato sui pilastri. Anche i plinti verranno dotati di cordoli perimetrali e connessi alle strutture fondazionali esistenti.

Il progetto prevede di rifare le pavimentazioni previa esecuzione di strato di vuoto ventilato per abbattere le concentrazioni di radon. Vengono rifatti gli intonaci in malta di calce e le pitture altamente traspiranti. Vengono rifatti parte dei tramezzi compromessi dalle lavorazioni e relative porte di accesso. Si prevede anche la sostituzione di alcuni serramenti degradati dell'edificio.

Si prevede di intervenire sul fabbricato esistente con interventi di ristrutturazione che formalmente si **configurano come INTERVENTO LOCALE** come previsto al cap. 8.4.1 delle NTC08 IN QUANTO:

- SI INTERVIENE IN UNA PORZIONE LIMITATA DELLA STRUTURA - interrato
- SI MIGLIORANO LE CARATTERISTICHE DI RESISTENZA-betoncino e fondazioni

2.- ANALISI DEI CARICHI

La presente analisi dei carichi è stata svolta sulla base degli elementi costruttivi presenti nel fabbricato in oggetto, indicati negli elaborati grafici di progetto, e con l'adozione dei sovraccarichi previsti dalla normativa vigente /4/5/6.

IMPALCATO DI COPERTURA edificio Suore

$\alpha = 23$

Coppi		60	daN/mq
tavole e cappa		110	daN/mq
strutture metalliche		30	daN/mq
CARICO PERMANENTE		200	daN/mq
CARICO ACCIDENTALE	neve	120	daN/mq
CARICO STATICO	$g/\cos\alpha + q$	337,3	daN/mq

IMPALCATO DI PIANO sottotetto Suore

solaio SAP		250	daN/mq
intonaco		30	daN/mq
CARICO PERMANENTE		280	daN/mq
CARICO ACCIDENTALE	manutenzione	50	daN/mq
CARICO STATICO	$g + q$	430,0	daN/mq

IMPALCATO DI COPERTURA bassi

$\alpha = 23$

Coppi		60	daN/mq
Sottocoppi, isolante e listelli		15	daN/mq
solaio		350	daN/mq
controsoffitti e impianti		45	daN/mq
intonaco		30	daN/mq
CARICO PERMANENTE		500	daN/mq
CARICO ACCIDENTALE	neve	120	daN/mq
CARICO STATICO	$g/\cos\alpha + q$	663,1	daN/mq

IMPALCATO DI PIANO

pavimentazione		60	daN/mq
massetto e isolante		60	daN/mq
solaio SAP		250	daN/mq
intonaco		30	daN/mq
CARICO PERMANENTE		400	daN/mq
CARICO ACCIDENTALE	persone	200	daN/mq
CARICO STATICO	$g + q$	600,0	daN/mq

IMPALCATO DI PIANO materna

pavimentazione		60	daN/mq
massetto e isolante		60	daN/mq
solaio SAP		250	daN/mq
intonaco		30	daN/mq
CARICO PERMANENTE		400	daN/mq
CARICO ACCIDENTALE	persone	300	daN/mq
CARICO STATICO	$g + q$	700,0	daN/mq

Struttura muraria nuova		1800	daN/mc
Struttura muraria esistente		2000	daN/mc
Strutture monolitiche in c.a.		2500	daN/mc
Sovraccarico scale		400	daN/mq

neve	qsk=	1,50	kN/mq	Ce=	1	Ct=	1	
D.M. 05/08	as=	101	m	<200m	flaibano			
circolare								
n°617	α=	23,0	qs=μi*qsk*Ce*Ct					
del 02-02-09	μ1=	0,8	q1= 120 daN/mq					
	μ2=μw+μs=	2,55	q2= 383 daN/mq					
	μw=	2,55	<	4,00	q3= 0 daN/mq			
	μs=	0,00	no scivolamento					
	b1=	b2=	h=	ls=				
	7,3	8	3	6				
	d=	0,50	m					
	k=	1,50						
	neve sporgente all'estremità				qe=(k x q1^2)/γ = 72,0 daN/ml			
vento								
categ.	classe	kr	zo(m)	zmin(m)	z(m)	αr(500)	Tr	ρ(daN/m3)
IV	B	0,22	0,3	8	13,00	1,122	500	1,25
Cev (z)=	1,40							
	:							
Cp=	-0,31	copertura						
	0,80	: parete sopravvento						
	0,40	: parete sottovento						
Cd=	1							
q(z)= (ρ*vp^2)/2	96,66	daN/mq		CARICO DEL VENTO				
vref=	25,00	m/s		pv = p x Cpe=				
vr(Tr)=	28,06	m/s		pv1= 0,773 kN/mq parete sopravvento				
vp(z)=	39,33	m/s		pv2= 0,387 kN/mq parete sottovento				
				pv3= -0,300 kN/mq copertura				

3. PARAMETRI DI CALCOLO

CALCESTRUZZO

	R_{ck}	f_{ck}	f_{cd}	f_{ctm}	f_{ctk}	f_{ctd}	E
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
C28/35	35,0	28	18,7	2,8	1,9	1,2	32308

ACCIAIO PER C.A.

B450C

f_{tk}	f_{yk}	f_{yd}	E
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
540	450	391	2100000

4.-VERIFICHE STRUTTURALI

NOTE ESPLICATIVE SULLA MODELLAZIONE

Gli interventi previsti sono stati progettati e verificati utilizzando un modello globale elastico lineare nello spazio mediante il programma agli elementi finiti SISMICAD. Si sono sviluppati i due modelli di stato di fatto e di progetto confrontando il miglioramento ottenuto sulle murature interessate dagli interventi.

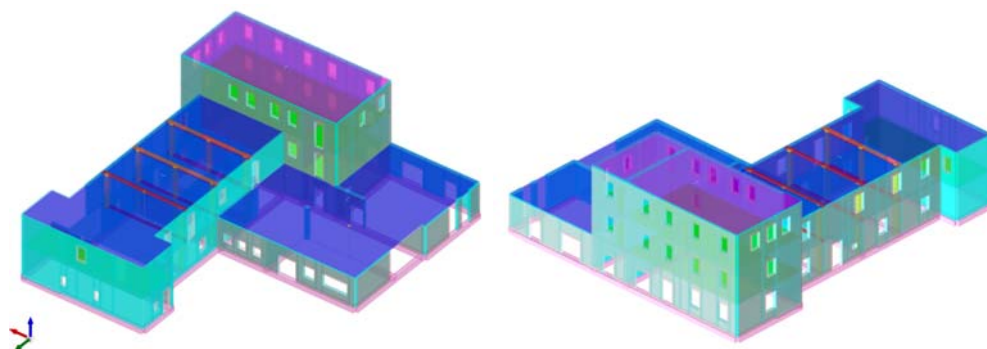
La struttura in c.a. o muratura è stata modellata con elementi di tipo plate per le murature e beam per i pilastri e le travi.

Per l'analisi sismica delle strutture verticali si è realizzato un modello con struttura bloccata alla base.

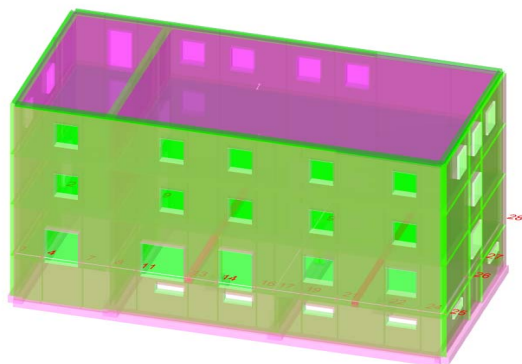
Nel modello non sono stati inseriti i solai modellati con comportamento rigido.

I carichi relativi agli impalcati (tratti da analisi dei carichi al capitolo 2) sono stati introdotti per aree di influenza, quelli relativi ai pesi degli elementi strutturali sono valutati in maniera automatica dal programma di calcolo.

I tiranti verticali sono stati modellati per la fase di progetto come carichi distribuiti sul cordolo sommitale pari alla somma dei carichi di 100kN per soli 4 tiranti, quelli che sicuramente saranno portati fino in fondazione



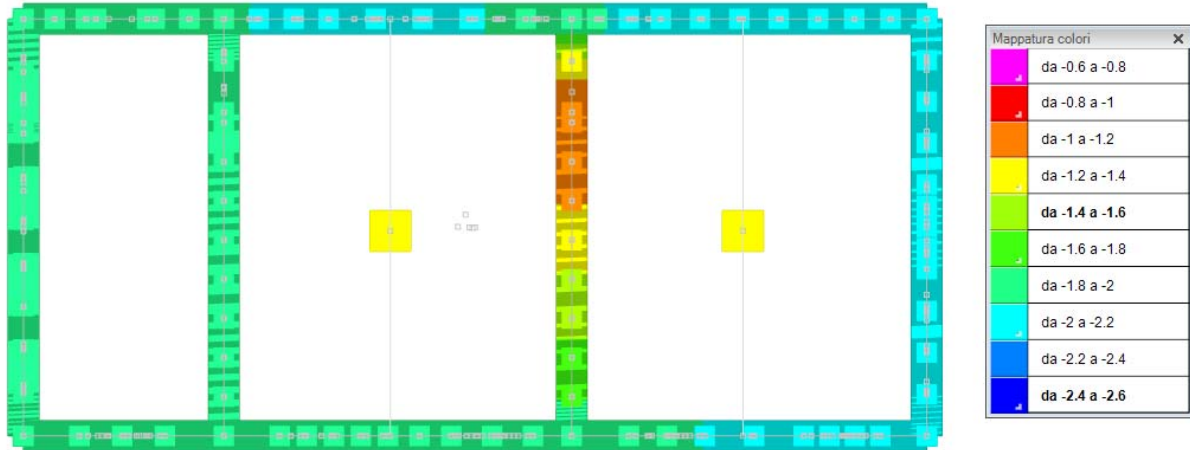
Modello FEM GENERALE



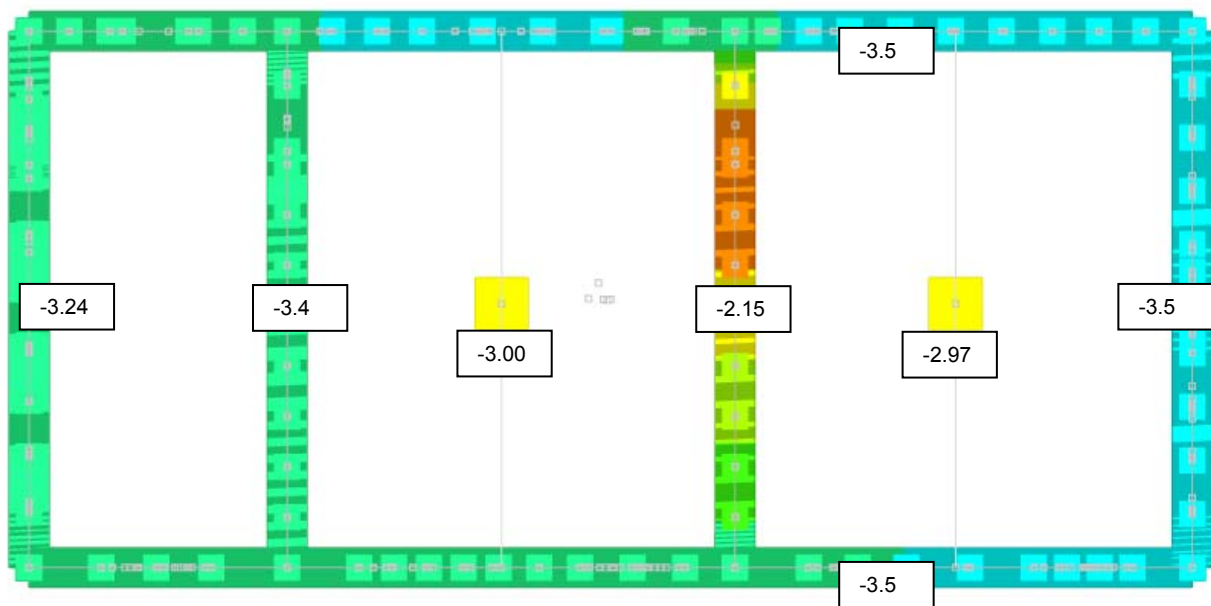
Modello FEM SEMPLIFICATO

VERIFICHE DEGLI AFFIANCAMENTI DELLE NUOVE FONDAZIONI

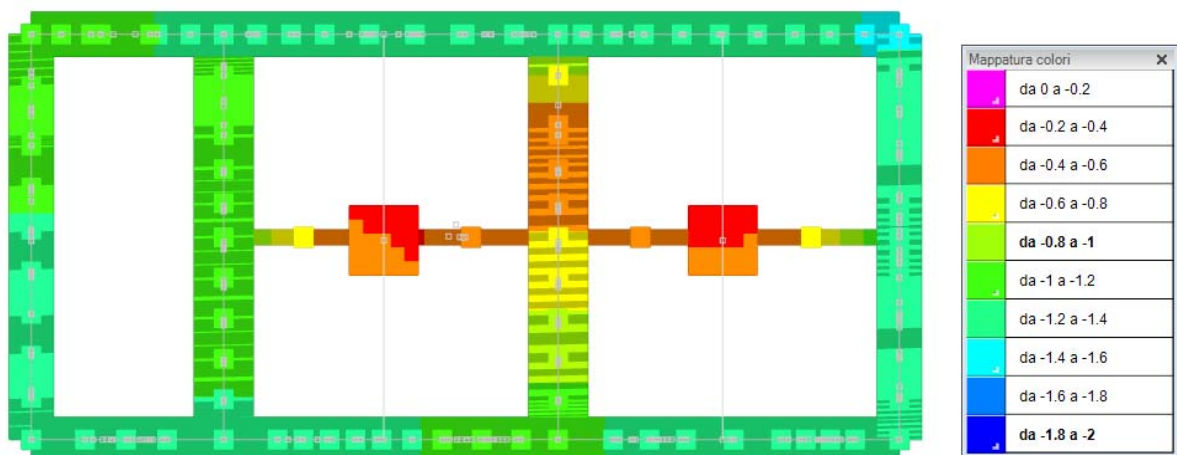
Si riportano le verifiche delle pressioni in fondazione nella condizione di stato di fatto e nella soluzione di progetto con affiancamento di cordoli in c.a. 30*40cm.



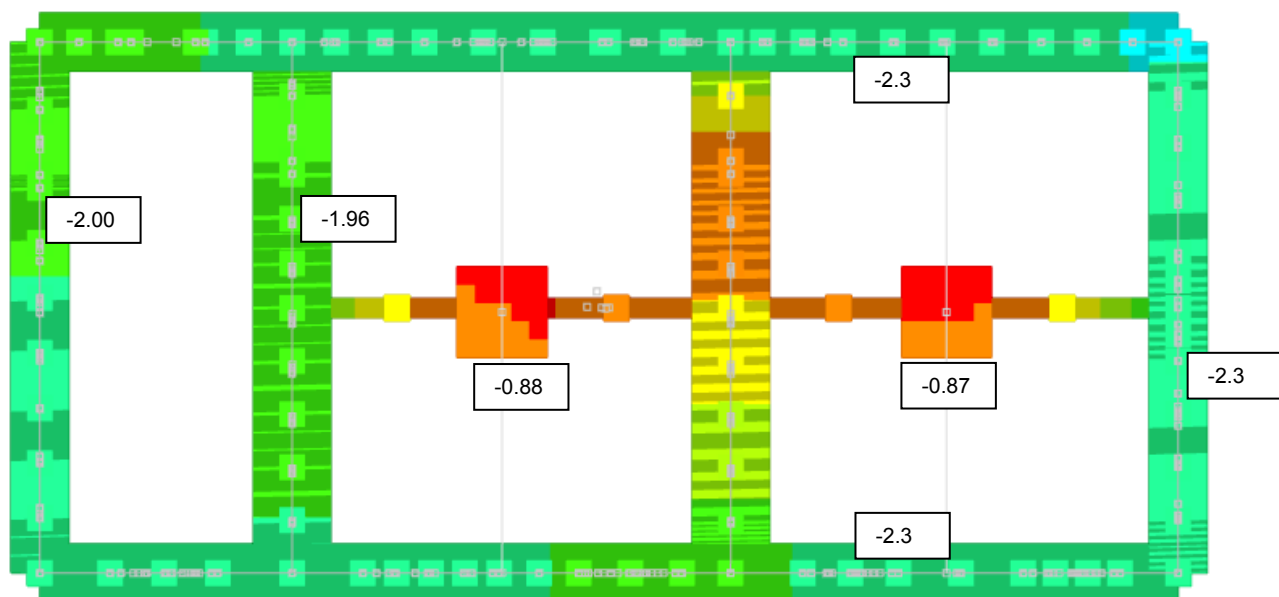
Pressioni massime - stato di fatto



Pressioni - stato di fatto



Pressioni massime - progetto

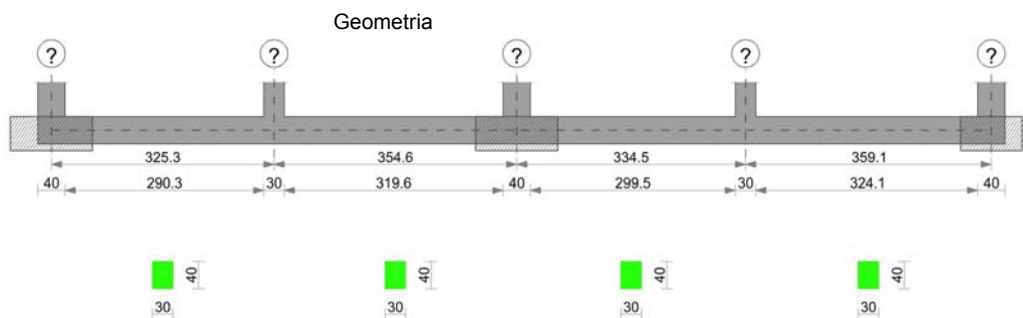
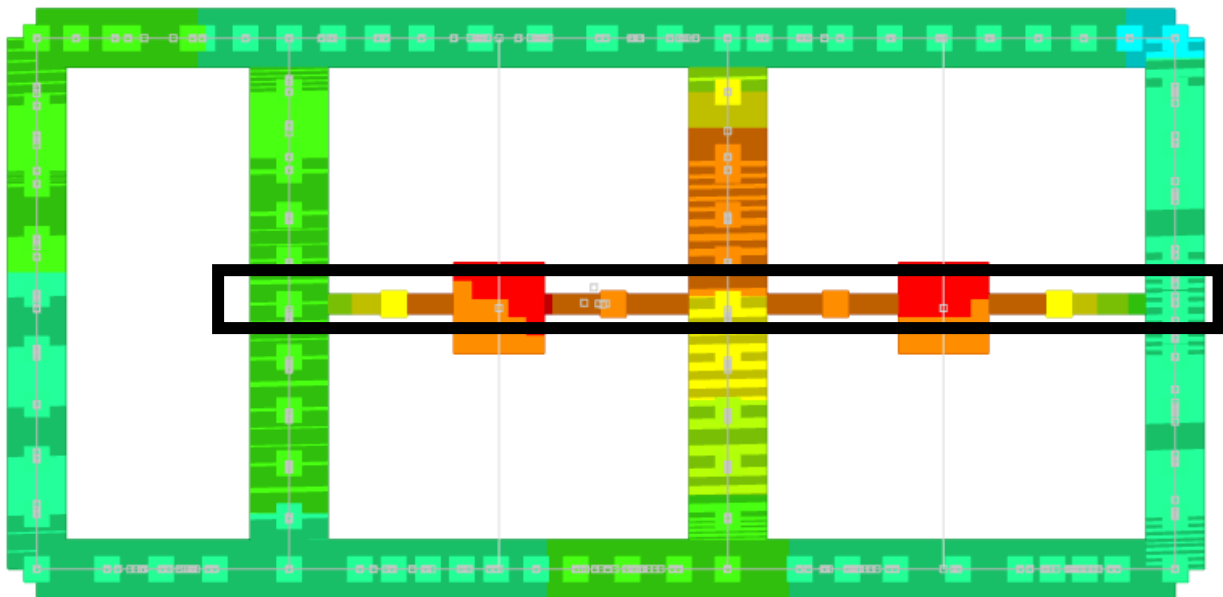


Pressioni - progetto

Le verifiche pressione risultano verificate si veda relazione sulle fondazioni

$3,78 \text{ daN/cm}^2 > 2.3 \text{ daN/cm}^2$

Trave di fondazione a "interrato" (-1057; -1004)-(317; -1004)



Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 4500
Calcestruzzo: C28/35 Rck 350

Elenco delle sezioni

N°	Descrizione	Tipo	Base	Altezza	Copriferro sup.	Copriferro inf.	Copriferro lat.
1	R 30x40	Rettangolare	30	40	3	3	3

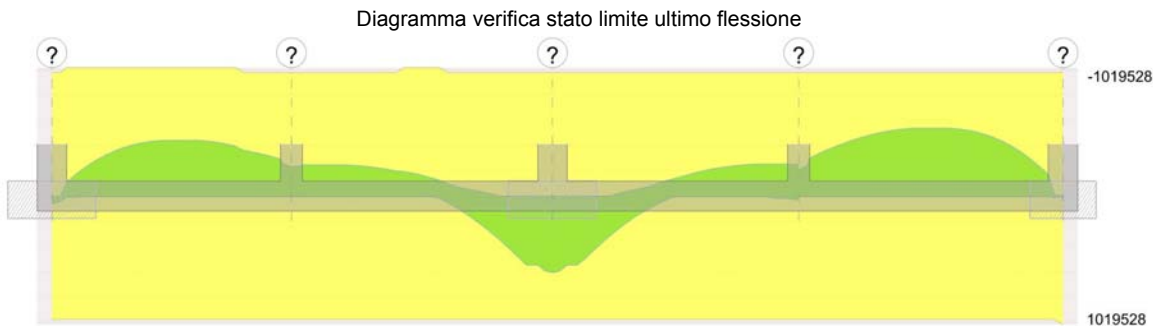
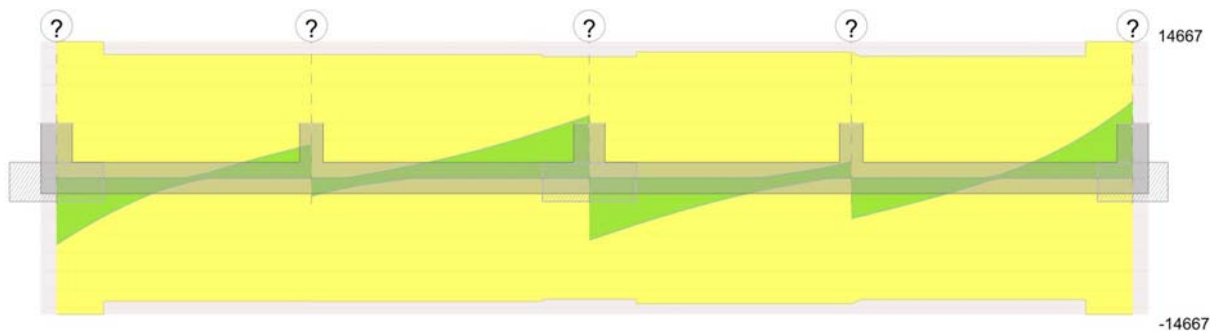


Diagramma verifica stato limite ultimo taglio



Output campate

Campata 1 tra i fili ? - ?, sezione R 30x40, aste 100, 101

Verifiche a flessione in famiglia SLU

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	Verifica
0	8.04	4.7	8.04	4.6	115008	SLU 20	44067	1019528	0.157						Si
20	8.04	4.7	8.04	4.6						-17498	SLU 19	-108178	-1019528	0.157	Si
76	8.04	4.7	8.04	4.6						-281660	SLU 20	-331132	-1019528	0.157	Si
163	8.04	4.6	8.04	4.6						-438444	SLU 20	-440441	-1019528	0.157	Si
249	8.04	4.6	8.04	4.6						-367231	SLU 18	-393188	-1019528	0.157	Si
310	8.04	4.6	8.04	4.6						-254476	SLU 12	-284633	-1019528	0.157	Si
325	8.04	4.6	8.04	4.6						-223003	SLU 12	-223003	-1019528	0.157	Si

Verifiche a flessione in famiglia SLV (domini sostanzialmente elastici)

La struttura oppure parte di essa, è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per tutte o solo alcune sezioni, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1
Le dilatazioni ultime utilizzate sono le seguenti

$\epsilon_{c2} = 0.002$

$\epsilon_{yd} = 0.0019$

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	Verifica
0	8.04	4.7	8.04	4.6	110612	SLV FO 4	57341	979097	0.286						Si
20	8.04	4.7	8.04	4.6	6034	SLV FO 2	6034	979097	0.286	-26824	SLV FO 15	-95302	-979097	0.286	Si
76	8.04	4.7	8.04	4.6						-237698	SLV FO 4	-279471	-979097	0.286	Si
163	8.04	4.6	8.04	4.6						-381239	SLV FO 8	-387303	-979097	0.286	Si
174	8.04	4.6	8.04	4.6						-386142	SLV FO 7	-388552	-979097	0.286	Si
249	8.04	4.6	8.04	4.6						-355627	SLV FO 7	-370531	-979097	0.286	Si
310	8.04	4.6	8.04	4.6						-260716	SLV FO 7	-291212	-979097	0.286	Si
325	8.04	4.6	8.04	4.6						-228741	SLV FO 7	-228741	-979097	0.286	Si

Verifiche SLD Resistenza a flessione (domini sostanzialmente elastici)

La struttura oppure parte di essa, è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per tutte o solo alcune sezioni, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1
Le dilatazioni ultime utilizzate sono le seguenti

$\epsilon_{c2} = 0.002$

$\epsilon_{yd} = 0.0019$

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	Verifica
0	8.04	4.7	8.04	4.6	96274	SLD 4	44599	979097	0.286						Si
20	8.04	4.7	8.04	4.6						-18401	SLD 15	-84447	-979097	0.286	Si
76	8.04	4.7	8.04	4.6						-216522	SLD 4	-254881	-979097	0.286	Si
163	8.04	4.6	8.04	4.6						-342728	SLD 8	-346635	-979097	0.286	Si
174	8.04	4.6	8.04	4.6						-346142	SLD 7	-347166	-979097	0.286	Si
249	8.04	4.6	8.04	4.6						-307950	SLD 7	-324140	-979097	0.286	Si
310	8.04	4.6	8.04	4.6						-209550	SLD 7	-240769	-979097	0.286	Si
325	8.04	4.6	8.04	4.6						-177033	SLD 7	-177033	-979097	0.286	Si

Verifiche a taglio in famiglia SLU

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	Verifica
0	0.118	8.04	0	-7176	SLU 20	-7176	-6251	-39280	-14667	-14667	1	Si
20	0.118	8.04	0	-6092	SLU 20	-6092	-6251	-39280	-14667	-14667	1	Si
76	0.107	8.04	0	-3449	SLU 20	-3449	-6251	-39280	-13267	-13267	1	Si
163	0.107	8.04	0	-549	SLU 12	-549	-6251	-39280	-13267	-13267	1	Si
249	0.107	8.04	0	1925	SLU 19	1925	6251	39280	13267	13267	1	Si
310	0.107	8.04	0	3266	SLU 20	3266	6251	39280	13267	13267	1	Si
325	0.107	8.04	0	3583	SLU 20	3583	6251	39280	13278	13278	1	Si

Verifiche a taglio in famiglia SLV

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	Verifica
0	0.118	8.04	0	-6138	SLV FO 4	-6138	-6251	-39280	-14667	-14667	1	Si
20	0.118	8.04	0	-5206	SLV FO 4	-5206	-6251	-39280	-14667	-14667	1	Si
76	0.107	8.04	0	-2974	SLV FO 8	-2974	-6251	-39280	-13267	-13267	1	Si
163	0.107	8.04	0	-594	SLV FO 7	-594	-6251	-39280	-13267	-13267	1	Si
249	0.107	8.04	0	1458	SLV FO 2	1458	6251	39280	13267	13267	1	Si
310	0.107	8.04	0	2374	SLV FO 2	2374	6251	39280	13267	13267	1	Si
325	0.107	8.04	0	2580	SLV FO 2	2580	6251	39280	13278	13278	1	Si

Verifiche SLD Resistenza a taglio

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	Verifica
0	0.118	8.04	0	-5573	SLD 4	-5573	-6251	-39280	-14667	-14667	1	Si
20	0.118	8.04	0	-4731	SLD 4	-4731	-6251	-39280	-14667	-14667	1	Si
76	0.107	8.04	0	-2693	SLD 4	-2693	-6251	-39280	-13267	-13267	1	Si
163	0.107	8.04	0	-440	SLD 7	-440	-6251	-39280	-13267	-13267	1	Si
249	0.107	8.04	0	1326	SLD 2	1326	6251	39280	13267	13267	1	Si

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	Verifica
310	0.107	8.04	0	2226	SLD 2	2226	6251	39280	13267	13267	1	Si
325	0.107	8.04	0	2433	SLD 2	2433	6251	39280	13278	13278	1	Si

Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara							Quasi permanente							Verifica
	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ f.	σ f lim.	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ FRP	σ FRP lim.	
0	86383	5	33550	4.4	174.3	133.8	3600	82832	2	32524	4.2	130.7	0	+∞	Si
20	-12234	4	-79769	10.4	174.3	318.1	3600	-10395	2	-74381	9.7	130.7	0	+∞	Si
76	-209140	5	-246147	31.9	174.3	981.4	3600	-197107	2	-232377	30.2	130.7	0	+∞	Si
163	-327546	5	-329391	42.8	174.3	1313.3	3600	-311556	2	-313816	40.7	130.7	0	+∞	Si
249	-278438	3	-296930	38.5	174.3	1183.9	3600	-269873	2	-286993	37.2	130.7	0	+∞	Si
310	-190107	2	-216088	28	174.3	861.6	3600	-182558	1	-208475	27.1	130.7	0	+∞	Si
325	-163059	2	-163059	21.2	174.3	650.1	3600	-155591	1	-155591	20.2	130.7	0	+∞	Si

Verifica di apertura delle fessure

x	Bordo	Rara				Frequente				Quasi permanente				Verifica
		Dmax	Esm	Wd	Comb	Dmax	Esm	Wd	Comb	Dmax	Esm	Wd	Comb	
163	superiore	23.2	0.00038	0.0089	5	23.2	0.00037	0.0085	4	23.2	0.00036	0.0085	2	Si

Campata 2 tra i fili ? - ?, sezione R 30x40, aste 102, 103

Verifiche a flessione in famiglia SLU

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	Verifica
0	8.04	4.6	8.04	4.6						-195341	SLU 12	-195341	-1019528	0.157	Si
15	8.04	4.6	8.04	4.6						-204254	SLU 12	-210269	-1019528	0.157	Si
95	8.04	4.7	8.04	4.6						-211843	SLU 18	-212528	-1019528	0.157	Si
177	8.04	4.6	8.04	4.6						-136967	SLU 20	-162698	-1019528	0.157	Si
260	8.04	4.7	8.04	4.6	114916	SLU 12	172434	1019528	0.157						Si
335	8.04	4.7	8.04	4.6	458183	SLU 20	458183	1019528	0.157						Si
355	8.04	4.7	8.04	4.6	582421	SLU 20	517470	1019528	0.157						Si

Verifiche a flessione in famiglia SLV (domini sostanzialmente elastici)

La struttura oppure parte di essa, è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per tutte o solo alcune sezioni, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Le dilatazioni ultime utilizzate sono le seguenti

$\epsilon_{c2} = 0.002$

$\epsilon_{yd} = 0.0019$

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	Verifica
0	8.04	4.6	8.04	4.6	4741	SLV FO 10	4741	979097	0.286	-229601	SLV FO 7	-229601	-979097	0.286	Si
15	8.04	4.6	8.04	4.6						-238072	SLV FO 7	-243334	-979097	0.286	Si
95	8.04	4.7	8.04	4.6						-227149	SLV FO 7	-236892	-979097	0.286	Si
177	8.04	4.6	8.04	4.6						-122284	SLV FO 4	-146701	-979097	0.286	Si
260	8.04	4.7	8.04	4.6	166435	SLV FO 11	235905	979097	0.286	-12509	SLV FO 6	-33894	-979097	0.286	Si
335	8.04	4.7	8.04	4.6	545676	SLV FO 11	545676	979097	0.286						Si
355	8.04	4.7	8.04	4.6	673521	SLV FO 11	606839	979097	0.286						Si

Verifiche SLD Resistenza a flessione (domini sostanzialmente elastici)

La struttura oppure parte di essa, è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per tutte o solo alcune sezioni, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Le dilatazioni ultime utilizzate sono le seguenti

$\epsilon_{c2} = 0.002$

$\epsilon_{yd} = 0.0019$

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	Verifica
0	8.04	4.6	8.04	4.6						-164630	SLD 7	-164630	-979097	0.286	Si
15	8.04	4.6	8.04	4.6						-176625	SLD 7	-185844	-979097	0.286	Si
95	8.04	4.7	8.04	4.6						-187498	SLD 7	-192338	-979097	0.286	Si
177	8.04	4.6	8.04	4.6						-106905	SLD 4	-128789	-979097	0.286	Si
260	8.04	4.7	8.04	4.6	116635	SLD 11	173506	979097	0.286						Si
335	8.04	4.7	8.04	4.6	428082	SLD 11	428082	979097	0.286						Si
355	8.04	4.7	8.04	4.6	533425	SLD 11	478517	979097	0.286						Si

Verifiche a taglio in famiglia SLU

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	Verifica
0	0.107	8.04	0	-1944	SLU 19	-1944	-6251	-39280	-13278	-13278	1	Si
15	0.107	8.04	0	-1632	SLU 19	-1632	-6251	-39280	-13278	-13278	1	Si
95	0.107	8.04	0	598	SLU 12	598	6251	39280	13278	13278	1	Si
95	0.107	8.04	0	-165	SLU 9	-165	-6251	-39280	-13278	-13278	1	Si
177	0.107	8.04	0	1871	SLU 17	1871	6251	39280	13278	13278	1	Si
260	0.107	8.04	0	3847	SLU 20	3847	6251	39280	13278	13278	1	Si
335	0.105	8.04	0	5929	SLU 20	5929	6251	39280	13037	13037	1	Si
355	0.105	8.04	0	6507	SLU 20	6507	6251	39280	13037	13037	1	Si

Verifiche a taglio in famiglia SLV

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	Verifica
0	0.107	8.04	0	-1510	SLV FO 10	-1510	-6251	-39280	-13278	-13278	1	Si
15	0.107	8.04	0	-1323	SLV FO 10	-1323	-6251	-39280	-13278	-13278	1	Si
95	0.107	8.04	0	749	SLV FO 7	749	6251	39280	13278	13278	1	Si
95	0.107	8.04	0	-387	SLV FO 10	-387	-6251	-39280	-13278	-13278	1	Si
177	0.107	8.04	0	2212	SLV FO 7	2212	6251	39280	13278	13278	1	Si
260	0.107	8.04	0	4095	SLV FO 11	4095	6251	39280	13278	13278	1	Si
335	0.105	8.04	0	6116	SLV FO 11	6116	6251	39280	13037	13037	1	Si
355	0.105	8.04	0	6682	SLV FO 11	6682	6251	39280	13037	13037	1	Si

Verifiche SLD Resistenza a taglio

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	Verifica
0	0.107	8.04	0	-1280	SLD 10	-1280	-6251	-39280	-13278	-13278	1	Si
15	0.107	8.04	0	-1083	SLD 10	-1083	-6251	-39280	-13278	-13278	1	Si
95	0.107	8.04	0	433	SLD 7	433	6251	39280	13278	13278	1	Si

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	Verifica
95	0.107	8.04	0	-70	SLD 10	-70	-6251	-39280	-13278	-13278	1	Si
177	0.107	8.04	0	1741	SLD 7	1741	6251	39280	13278	13278	1	Si
260	0.107	8.04	0	3346	SLD 11	3346	6251	39280	13278	13278	1	Si
335	0.105	8.04	0	5037	SLD 11	5037	6251	39280	13037	13037	1	Si
355	0.105	8.04	0	5508	SLD 11	5508	6251	39280	13037	13037	1	Si

Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara							Quasi permanente							Verifica
	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ f.	σ f lim.	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ FRP	σ FRP lim.	
0	-140781	2	-140781	18.3	174.3	561.3	3600	-133766	1	-133766	17.4	130.7	0	+∞	Si
15	-150080	2	-157063	20.4	174.3	626.2	3600	-143432	1	-150831	19.6	130.7	0	+∞	Si
95	-160502	3	-161720	21	174.3	644.8	3600	-155553	2	-156744	20.3	130.7	0	+∞	Si
177	-100228	5	-120101	15.6	174.3	478.9	3600	-92340	2	-112170	14.6	130.7	0	+∞	Si
260	86028	2	131601	17.1	174.3	524.7	3600	82663	1	127149	16.5	130.7	0	+∞	Si
335	346352	5	346352	45	174.3	1381	3600	335228	2	335228	43.5	130.7	0	+∞	Si
355	438911	5	390543	50.7	174.3	1557.2	3600	422899	2	377115	48.9	130.7	0	+∞	Si

Verifica di apertura delle fessure

x	Bordo	Rara				Frequente				Quasi permanente				Verifica
		Dmax	Esm	Wd	Comb	Dmax	Esm	Wd	Comb	Dmax	Esm	Wd	Comb	
331	inferiore	23.2	0.0004	0.0093	5	23.2	0.00039	0.0091	3	23.2	0.00039	0.009	2	Si
335	inferiore	23.2	0.0004	0.0093	5	23.2	0.00039	0.0091	3	23.2	0.00039	0.009	2	Si
355	inferiore	23.2	0.00045	0.0105	5	23.2	0.00046	0.0106	4	23.2	0.00045	0.0105	2	Si

Campata 3 tra i fili ? - ?, sezione R 30x40, aste 104, 105

Verifiche a flessione in famiglia SLU

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	Verifica
0	8.04	4.7	8.04	4.6	581426	SLU 20	517341	1019528	0.157						Si
20	8.04	4.7	8.04	4.6	458942	SLU 20	458942	1019528	0.157						Si
78	8.04	4.7	8.04	4.6	176638	SLU 17	243177	1019528	0.157						Si
167	8.04	4.6	8.04	4.6						-101138	SLU 20	-128281	-1019528	0.157	Si
245	8.04	4.6	8.04	4.6						-182267	SLU 18	-188275	-1019528	0.157	Si
319	8.04	4.7	8.04	4.6						-193923	SLU 12	-196938	-1019528	0.157	Si
334	8.04	4.6	8.04	4.6						-187864	SLU 12	-187864	-1019528	0.157	Si

Verifiche a flessione in famiglia SLV (domini sostanzialmente elastici)

La struttura oppure parte di essa, è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per tutte o solo alcune sezioni, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Le dilatazioni ultime utilizzate sono le seguenti

ε_{c2}= 0.002

ε_{yd}= 0.0019

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	Verifica
0	8.04	4.7	8.04	4.6	533354	SLV FO 11	478517	979097	0.286						Si
20	8.04	4.7	8.04	4.6	546004	SLV FO 11	546004	979097	0.286						Si
78	8.04	4.7	8.04	4.6	238138	SLV FO 11	314333	979097	0.286	19045	SLV FO 6	-3868	-979097	0.286	Si
167	8.04	4.6	8.04	4.6						-113190	SLV FO 14	-139411	-979097	0.286	Si
245	8.04	4.6	8.04	4.6						-224159	SLV FO 15	-236647	-979097	0.286	Si
319	8.04	4.7	8.04	4.6	16227	SLV FO 2	16227	979097	0.286	-250946	SLV FO 15	-251946	-979097	0.286	Si
334	8.04	4.6	8.04	4.6	37055	SLV FO 2	25965	979097	0.286	-246563	SLV FO 15	-246563	-979097	0.286	Si

Verifiche SLD Resistenza a flessione (domini sostanzialmente elastici)

La struttura oppure parte di essa, è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per tutte o solo alcune sezioni, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Le dilatazioni ultime utilizzate sono le seguenti

ε_{c2}= 0.002

ε_{yd}= 0.0019

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	Verifica
0	8.04	4.7	8.04	4.6	533354	SLD 11	478517	979097	0.286						Si
20	8.04	4.7	8.04	4.6	428444	SLD 11	428444	979097	0.286						Si
78	8.04	4.7	8.04	4.6	176683	SLD 11	238882	979097	0.286						Si
167	8.04	4.6	8.04	4.6						-90039	SLD 14	-113739	-979097	0.286	Si
245	8.04	4.6	8.04	4.6						-177979	SLD 15	-185246	-979097	0.286	Si
319	8.04	4.7	8.04	4.6						-181795	SLD 15	-187469	-979097	0.286	Si
334	8.04	4.6	8.04	4.6						-173153	SLD 15	-173153	-979097	0.286	Si

Verifiche a taglio in famiglia SLU

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	Verifica
0	0.105	8.04	0	-6419	SLU 20	-6419	-6251	-39280	-13037	-13037	1	Si
20	0.105	8.04	0	-5840	SLU 20	-5840	-6251	-39280	-13037	-13037	1	Si
78	0.109	8.04	0	-4192	SLU 20	-4192	-6251	-39280	-13537	-13537	1	Si
167	0.109	8.04	0	-1982	SLU 17	-1982	-6251	-39280	-13537	-13537	1	Si
245	0.109	8.04	0	73	SLU 9	73	6251	39280	13537	13537	1	Si
245	0.109	8.04	0	-736	SLU 12	-736	-6251	-39280	-13537	-13537	1	Si
319	0.109	8.04	0	1432	SLU 19	1432	6251	39280	13537	13537	1	Si
334	0.109	8.04	0	1744	SLU 19	1744	6251	39280	13537	13537	1	Si

Verifiche a taglio in famiglia SLV

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	Verifica
0	0.105	8.04	0	-6683	SLV FO 11	-6683	-6251	-39280	-13037	-13037	1	Si
20	0.105	8.04	0	-6117	SLV FO 11	-6117	-6251	-39280	-13037	-13037	1	Si
78	0.109	8.04	0	-4519	SLV FO 11	-4519	-6251	-39280	-13537	-13537	1	Si
167	0.109	8.04	0	-2380	SLV FO 11	-2380	-6251	-39280	-13537	-13537	1	Si
245	0.109	8.04	0	353	SLV FO 2	353	6251	39280	13537	13537	1	Si
245	0.109	8.04	0	-913	SLV FO 15	-913	-6251	-39280	-13537	-13537	1	Si
319	0.109	8.04	0	1298	SLV FO 2	1298	6251	39280	13537	13537	1	Si
334	0.109	8.04	0	1484	SLV FO 2	1484	6251	39280	13537	13537	1	Si

Verifiche SLD Resistenza a taglio

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	Verifica
0	0.105	8.04	0	-5487	SLD 11	-5487	-6251	-39280	-13037	-13037	1	Si
20	0.105	8.04	0	-5014	SLD 11	-5014	-6251	-39280	-13037	-13037	1	Si
78	0.109	8.04	0	-3677	SLD 11	-3677	-6251	-39280	-13537	-13537	1	Si
167	0.109	8.04	0	-1865	SLD 11	-1865	-6251	-39280	-13537	-13537	1	Si
245	0.109	8.04	0	23	SLD 2	23	6251	39280	13537	13537	1	Si
245	0.109	8.04	0	-583	SLD 15	-583	-6251	-39280	-13537	-13537	1	Si
319	0.109	8.04	0	1010	SLD 2	1010	6251	39280	13537	13537	1	Si
334	0.109	8.04	0	1205	SLD 2	1205	6251	39280	13537	13537	1	Si

Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara							Quasi permanente							Verifica
	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ f.	σ f lim.	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ FRP	σ FRP lim.	
0	438233	5	390464	50.7	174.3	1556.8	3600	422349	2	377064	48.9	130.7	0	+∞	Si
20	346887	5	346887	45	174.3	1383.1	3600	335689	2	335689	43.6	130.7	0	+∞	Si
78	135122	2	185361	24.1	174.3	739.1	3600	130676	1	179634	23.3	130.7	0	+∞	Si
167	-74018	5	-95015	12.3	174.3	378.8	3600	-68225	2	-89227	11.6	130.7	0	+∞	Si
245	-138885	3	-144086	18.7	174.3	574.5	3600	-134754	2	-139526	18.1	130.7	0	+∞	Si
319	-141376	2	-146023	19	174.3	582.2	3600	-135032	1	-140140	18.2	130.7	0	+∞	Si
334	-134299	2	-134299	17.4	174.3	535.5	3600	-127547	1	-127547	16.6	130.7	0	+∞	Si

Verifica di apertura delle fessure

x	Bordo	Rara				Frequente				Quasi permanente				Verifica
		Dmax	Esm	Wd	Comb	Dmax	Esm	Wd	Comb	Dmax	Esm	Wd	Comb	
0	inferiore	23.2	0.00045	0.0105	5	23.2	0.00046	0.0106	4	23.2	0.00045	0.0105	2	Si
20	inferiore	23.2	0.0004	0.0093	5	23.2	0.00039	0.0091	3	23.2	0.00039	0.009	2	Si
22	inferiore	23.2	0.0004	0.0093	5	23.2	0.00039	0.0091	3	23.2	0.00039	0.009	2	Si

Campata 4 tra i fili ? - ?, sezione R 30x40, aste 106, 107

Verifiche a flessione in famiglia SLU

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	Verifica
0	8.04	4.6	8.04	4.6						-187685	SLU 12	-187685	-1019528	0.157	Si
15	8.04	4.6	8.04	4.6						-228793	SLU 12	-269263	-1019528	0.157	Si
96	8.04	4.6	8.04	4.6						-430433	SLU 20	-464052	-1019528	0.157	Si
168	8.04	4.6	8.04	4.6						-532799	SLU 20	-536461	-1019528	0.157	Si
180	8.04	4.6	8.04	4.6						-536461	SLU 20	-536461	-1019528	0.157	Si
275	8.04	4.6	8.04	4.6						-390427	SLU 20	-439098	-1019528	0.157	Si
339	8.04	4.6	8.04	4.6						-69217	SLU 20	-170813	-1019528	0.157	Si
359	8.04	4.6	8.04	4.6	78423	SLU 20	2925	1019528	0.157						Si

Verifiche a flessione in famiglia SLV (domini sostanzialmente elastici)

La struttura oppure parte di essa, è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per tutte o solo alcune sezioni, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Le dilatazioni ultime utilizzate sono le seguenti

εc2= 0.002

εyd= 0.0019

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	Verifica
0	8.04	4.6	8.04	4.6						-203364	SLV FO 16	-203364	-979097	0.286	Si
15	8.04	4.6	8.04	4.6						-252032	SLV FO 16	-300270	-979097	0.286	Si
96	8.04	4.6	8.04	4.6						-454109	SLV FO 14	-480858	-979097	0.286	Si
168	8.04	4.6	8.04	4.6						-535246	SLV FO 14	-537397	-979097	0.286	Si
180	8.04	4.6	8.04	4.6						-537397	SLV FO 14	-537397	-979097	0.286	Si
275	8.04	4.6	8.04	4.6						-387300	SLV FO 14	-436237	-979097	0.286	Si
339	8.04	4.6	8.04	4.6						-70481	SLV FO 14	-167219	-979097	0.286	Si
359	8.04	4.6	8.04	4.6	95439	SLV FO 14	2753	979097	0.286						Si

Verifiche SLD Resistenza a flessione (domini sostanzialmente elastici)

La struttura oppure parte di essa, è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per tutte o solo alcune sezioni, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Le dilatazioni ultime utilizzate sono le seguenti

εc2= 0.002

εyd= 0.0019

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	Verifica
0	8.04	4.6	8.04	4.6						-152761	SLD 16	-152761	-979097	0.286	Si
15	8.04	4.6	8.04	4.6						-197577	SLD 16	-241879	-979097	0.286	Si
96	8.04	4.6	8.04	4.6						-382313	SLD 14	-406537	-979097	0.286	Si
168	8.04	4.6	8.04	4.6						-455231	SLD 14	-457167	-979097	0.286	Si
180	8.04	4.6	8.04	4.6						-457167	SLD 14	-457167	-979097	0.286	Si
275	8.04	4.6	8.04	4.6						-329367	SLD 14	-370954	-979097	0.286	Si
339	8.04	4.6	8.04	4.6						-58755	SLD 14	-142596	-979097	0.286	Si
359	8.04	4.6	8.04	4.6	75402	SLD 14	1420	979097	0.286						Si

Verifiche a taglio in famiglia SLU

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	Verifica
0	0.109	8.04	0	-4364	SLU 20	-4364	-6251	-39280	-13537	-13537	1	Si
15	0.105	8.04	0	-4050	SLU 20	-4050	-6251	-39280	-13076	-13076	1	Si
96	0.105	8.04	0	-2303	SLU 20	-2303	-6251	-39280	-13076	-13076	1	Si
180	0.105	8.04	0	110	SLU 12	110	6251	39280	13076	13076	1	Si
180	0.105	8.04	0	-174	SLU 9	-174	-6251	-39280	-13076	-13076	1	Si
275	0.105	8.04	0	3430	SLU 20	3430	6251	39280	13076	13076	1	Si
339	0.118	8.04	0	6783	SLU 20	6783	6251	39280	14667	14667	1	Si
359	0.118	8.04	0	8022	SLU 20	8022	6251	39280	14667	14667	1	Si

Verifiche a taglio in famiglia SLV

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	Verifica
0	0.109	8.04	0	-3451	SLV FO 14	-3451	-6251	-39280	-13537	-13537	1	Si
15	0.105	8.04	0	-3237	SLV FO 14	-3237	-6251	-39280	-13076	-13076	1	Si

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	Verifica
96	0.105	8.04	0	-1934	SLV FO 14	-1934	-6251	-39280	-13076	-13076	1	Si
180	0.105	8.04	0	133	SLV FO 11	133	6251	39280	13076	13076	1	Si
180	0.105	8.04	0	-190	SLV FO 6	-190	-6251	-39280	-13076	-13076	1	Si
275	0.105	8.04	0	3467	SLV FO 14	3467	6251	39280	13076	13076	1	Si
339	0.118	8.04	0	6913	SLV FO 14	6913	6251	39280	14667	14667	1	Si
359	0.118	8.04	0	8205	SLV FO 14	8205	6251	39280	14667	14667	1	Si

Verifiche SLD Resistenza a taglio

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	Verifica
0	0.109	8.04	0	-3138	SLD 14	-3138	-6251	-39280	-13537	-13537	1	Si
15	0.105	8.04	0	-2928	SLD 14	-2928	-6251	-39280	-13076	-13076	1	Si
96	0.105	8.04	0	-1704	SLD 14	-1704	-6251	-39280	-13076	-13076	1	Si
180	0.105	8.04	0	44	SLD 11	44	6251	39280	13076	13076	1	Si
180	0.105	8.04	0	-100	SLD 6	-100	-6251	-39280	-13076	-13076	1	Si
275	0.105	8.04	0	2937	SLD 14	2937	6251	39280	13076	13076	1	Si
339	0.118	8.04	0	5818	SLD 14	5818	6251	39280	14667	14667	1	Si
359	0.118	8.04	0	6894	SLD 14	6894	6251	39280	14667	14667	1	Si

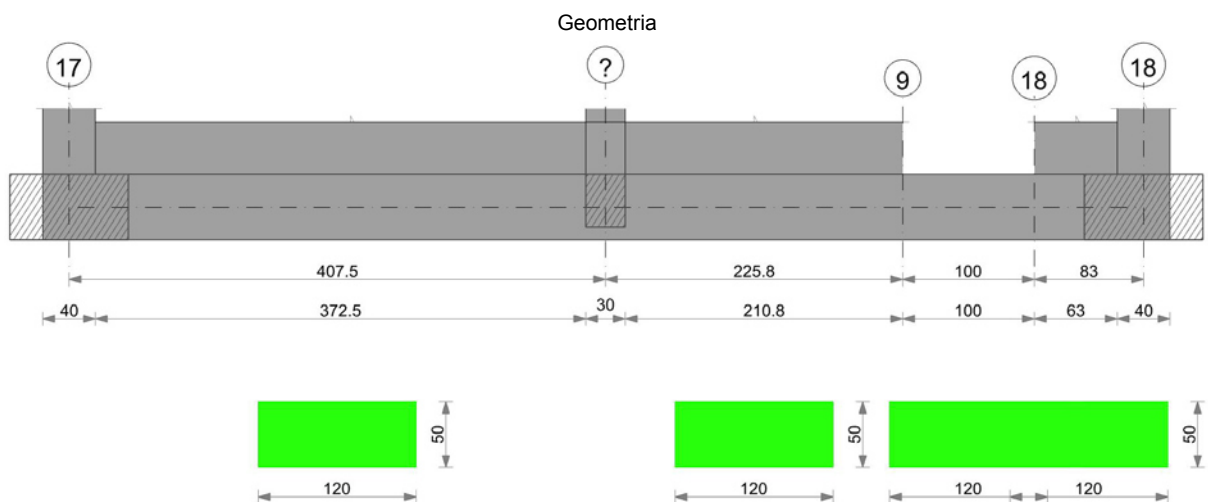
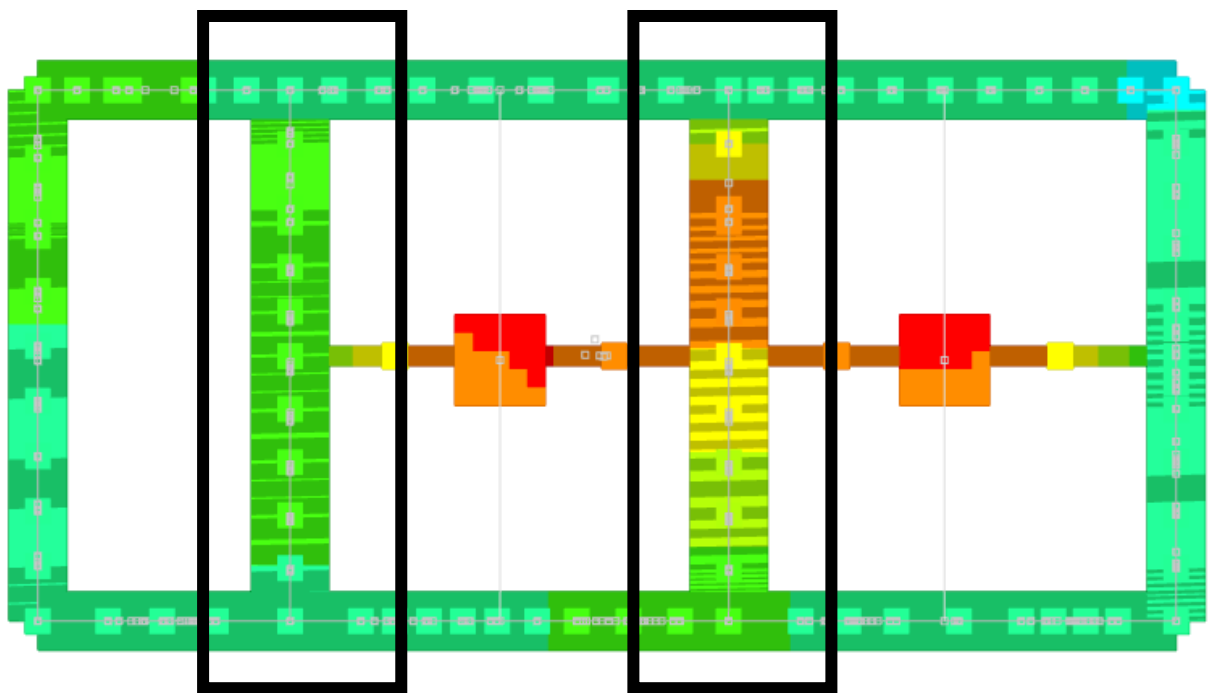
Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara								Quasi permanente						Verifica
	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ f.	σ f lim.	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ FRP	σ FRP lim.	
0	-134252	2	-134252	17.4	174.3	535.3	3600	-127648	1	-127648	16.6	130.7	0	+∞	Si
15	-169031	2	-203275	26.4	174.3	810.5	3600	-162184	1	-196194	25.5	130.7	0	+∞	Si
96	-324814	5	-349007	45.3	174.3	1391.5	3600	-313694	2	-335391	43.5	130.7	0	+∞	Si
180	-400380	5	-400380	52	174.3	1596.4	3600	-380370	2	-380370	49.4	130.7	0	+∞	Si
275	-290249	5	-326592	42.4	174.3	1302.2	3600	-274107	2	-308660	40.1	130.7	0	+∞	Si
339	-51020	5	-126643	16.4	174.3	504.9	3600	-47551	2	-119106	15.5	130.7	0	+∞	Si
359	58859	5	1664	0.2	174.3	6.6	3600	56392	2	1472	0.2	130.7	0	+∞	Si

Verifica di apertura delle fessure

x	Bordo	Rara				Frequente				Quasi permanente				Verifica
		Dmax	Esm	Wd	Comb	Dmax	Esm	Wd	Comb	Dmax	Esm	Wd	Comb	
96	superiore	23.2	0.00041	0.0094	5	23.2	0.00039	0.0091	4	23.2	0.00039	0.009	2	Si
180	superiore	23.2	0.00046	0.0108	5	23.2	0.00047	0.0108	4	23.2	0.00046	0.0107	2	Si
275	superiore	23.2	0.00038	0.0088	5	23.2	0.00036	0.0084	4	23.2	0.00036	0.0083	2	Si

Trave di fondazione a "interrato" 17-18



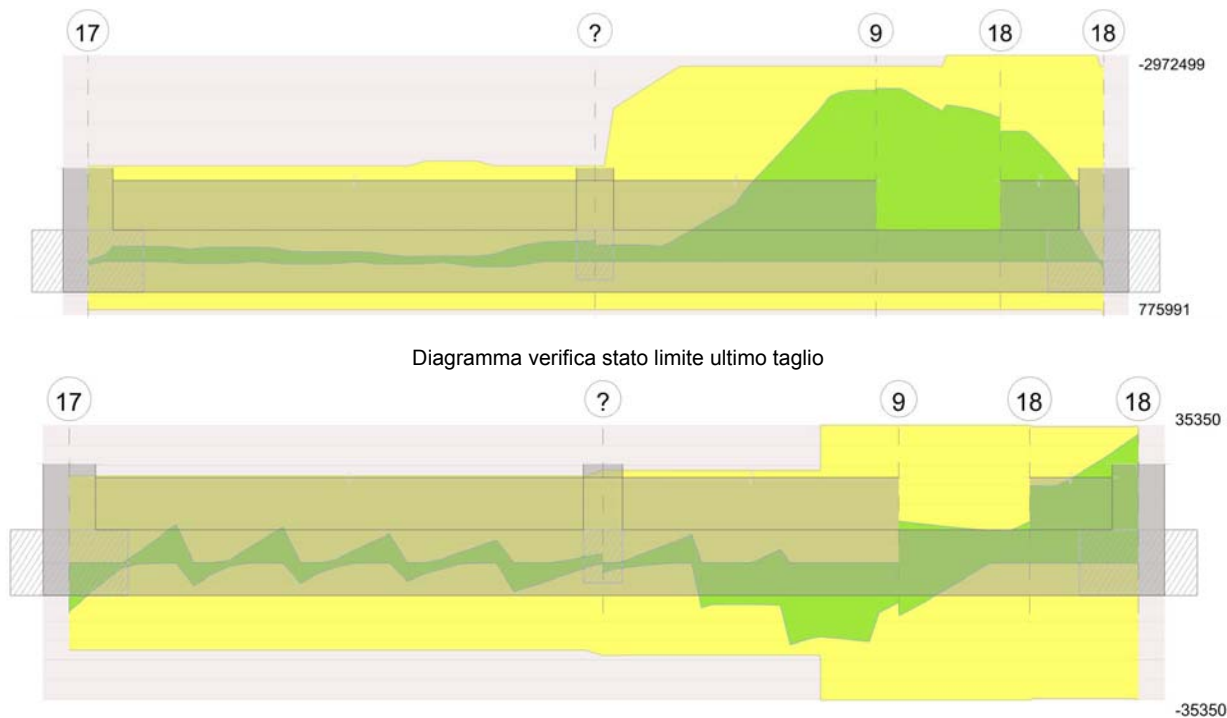
Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 4500
Calcestruzzo: Legno Rck 300

Elenco delle sezioni

N°	Descrizione	Tipo	Base	Altezza	Copriferro sup.	Copriferro inf.	Copriferro lat.
1	R 120*50	Rettangolare	120	50	2	2	2

Diagramma verifica stato limite ultimo flessione



Output campate

Campata 3 tra i fili 9 - 18, sezione R 120*50, asta 92

Verifiche a flessione in famiglia SLU

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	Verifica
0	17.09	3.6	4.02	3.4						-2244968	SLU 20	-2267490	-2972499	0.096	Si
23	17.09	3.6	4.02	3.4						-2267073	SLU 20	-2267490	-2972499	0.096	Si
27	17.09	3.6	4.02	3.4						-2265427	SLU 20	-2267490	-2972499	0.096	Si
50	17.09	3.6	4.02	3.4						-2218024	SLU 20	-2263416	-2972499	0.096	Si
77	17.09	3.6	4.02	3.4						-2080352	SLU 20	-2196484	-2972499	0.096	Si
100	17.09	3.6	4.02	3.4						-1877149	SLU 20	-2063627	-2972499	0.096	Si

Verifiche a flessione in famiglia SLV (domini sostanzialmente elastici)

La struttura oppure parte di essa, è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per tutte o solo alcune sezioni, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Le dilatazioni ultime utilizzate sono le seguenti

$\epsilon_{c2} = 0.002$

$\epsilon_{yd} = 0.0019$

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	Verifica
0	17.09	3.6	4.02	3.4						-2488866	SLV FO 10	-2488866	-2815384	0.22	Si
27	17.09	3.6	4.02	3.4						-2219478	SLV FO 10	-2429491	-2815384	0.22	Si
50	17.09	3.6	4.02	3.4						-2005284	SLV FO 10	-2197386	-2815384	0.22	Si
77	17.09	3.6	4.02	3.4						-1780376	SLV FO 10	-1956092	-2815384	0.22	Si
100	17.09	3.6	4.02	3.4						-1594694	SLV FO 10	-1761606	-2815384	0.22	Si

Verifiche SLD Resistenza a flessione (domini sostanzialmente elastici)

La struttura oppure parte di essa, è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per tutte o solo alcune sezioni, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Le dilatazioni ultime utilizzate sono le seguenti

$\epsilon_{c2} = 0.002$

$\epsilon_{yd} = 0.0019$

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	Verifica
0	17.09	3.6	4.02	3.4						-1981478	SLD 10	-1981478	-2815384	0.22	Si
27	17.09	3.6	4.02	3.4						-1871086	SLD 10	-1959493	-2815384	0.22	Si
50	17.09	3.6	4.02	3.4						-1758379	SLD 10	-1860590	-2815384	0.22	Si
77	17.09	3.6	4.02	3.4						-1605569	SLD 10	-1728319	-2815384	0.22	Si
100	17.09	3.6	4.02	3.4						-1444256	SLD 10	-1590762	-2815384	0.22	Si

Verifiche a taglio in famiglia SLU

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrzd	Vrsd	Vult	cotgθ	Verifica
0	0.216	17.09	0	-2181	SLU 19	-2181	-21799	-176725	-35350	-35350	1	Si
27	0.216	17.09	0	711	SLU 17	711	21799	176725	35350	35350	1	Si
50	0.216	17.09	0	3430	SLU 20	3430	21799	176725	35350	35350	1	Si
77	0.216	17.09	0	6975	SLU 20	6975	21799	176725	35350	35350	1	Si
100	0.216	17.09	0	10517	SLU 20	10517	21799	176725	35350	35350	1	Si

Verifiche a taglio in famiglia SLV

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrzd	Vrsd	Vult	cotgθ	Verifica
0	0.216	17.09	0	10693	SLV FO 10	10693	21799	176725	35350	35350	1	Si
0	0.216	17.09	0	-13656	SLV FO 7	-13656	-21799	-176725	-35350	-35350	1	Si
27	0.216	17.09	0	9644	SLV FO 10	9644	21799	176725	35350	35350	1	Si
27	0.216	17.09	0	-8649	SLV FO 7	-8649	-21799	-176725	-35350	-35350	1	Si
50	0.216	17.09	0	8835	SLV FO 10	8835	21799	176725	35350	35350	1	Si

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	Verifica
50	0.216	17.09	0	-4016	SLV FO 7	-4016	-21799	-176725	-35350	-35350	1	Si
77	0.216	17.09	0	8146	SLV FO 10	8146	21799	176725	35350	35350	1	Si
100	0.216	17.09	0	7968	SLV FO 14	7968	21799	176725	35350	35350	1	Si

Verifiche SLD Resistenza a taglio

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	Verifica
0	0.216	17.09	0	3849	SLD 10	3849	21799	176725	35350	35350	1	Si
0	0.216	17.09	0	-6812	SLD 7	-6812	-21799	-176725	-35350	-35350	1	Si
27	0.216	17.09	0	4504	SLD 10	4504	21799	176725	35350	35350	1	Si
27	0.216	17.09	0	-3508	SLD 7	-3508	-21799	-176725	-35350	-35350	1	Si
50	0.216	17.09	0	5227	SLD 10	5227	21799	176725	35350	35350	1	Si
50	0.216	17.09	0	-407	SLD 7	-407	-21799	-176725	-35350	-35350	1	Si
77	0.216	17.09	0	6315	SLD 10	6315	21799	176725	35350	35350	1	Si
100	0.216	17.09	0	7647	SLD 14	7647	21799	176725	35350	35350	1	Si

Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara							Quasi permanente							Verifica
	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ f.	σ f lim.	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ FRP	σ FRP lim.	
0	-1672161	5	-1688559	52.9	149.4	2339.8	3600	-1582013	2	-1597133	50	112.1	0	+∞	Si
27	-1686944	5	-1688559	52.9	149.4	2339.8	3600	-1595530	2	-1597133	50	112.1	0	+∞	Si
50	-1651549	5	-1685425	52.8	149.4	2335.5	3600	-1561998	2	-1594074	50	112.1	0	+∞	Si
77	-1549258	5	-1635528	51.3	149.4	2266.3	3600	-1465578	2	-1546881	48.5	112.1	0	+∞	Si
100	-1398428	5	-1536841	48.2	149.4	2129.6	3600	-1323542	2	-1453882	45.6	112.1	0	+∞	Si

Verifica di apertura delle fessure

x	Bordo	Rara				Frequente				Quasi permanente				Verifica
		Dmax	Esm	Wd	Comb	Dmax	Esm	Wd	Comb	Dmax	Esm	Wd	Comb	
0	superiore	31.1	0.00068	0.0212	5	31.1	0.0007	0.0217	4	31.1	0.00068	0.0213	2	Si
23	superiore	31.1	0.00068	0.0212	5	31.1	0.0007	0.0217	4	31.1	0.00068	0.0213	2	Si
27	superiore	31.1	0.00068	0.0212	5	31.1	0.0007	0.0217	4	31.1	0.00068	0.0213	2	Si
50	superiore	31.1	0.00068	0.0212	5	31.1	0.0007	0.0216	4	31.1	0.00068	0.0213	2	Si
77	superiore	31.1	0.00066	0.0206	5	31.1	0.00066	0.0206	4	31.1	0.00065	0.0203	2	Si
100	superiore	31.1	0.00062	0.0193	5	31.1	0.0006	0.0187	4	31.1	0.00059	0.0183	2	Si

Verifiche minimi armatura longitudinale

x	Area presente	Area efficace	Area minima	Verifica
0	4.02	4.02	12	No

Funzionamento trasversale della suola di fondazione

Campata 1 tra i fili 17 - ?, sezione R 120*50, aste 83, 84, 85, 86, 87

Verifiche di resistenza della suola di fondazione

x	d	Af	M	Comb	x/d	Mult	V	Comb	Vult	Verifica
0	48	0.03	1994	SLV FO 10	0.111	6068	100	SLV FO 10	194	Si
20	48	0.03	1906	SLV FO 10	0.111	6068	95	SLV FO 10	194	Si
95	48	0.03	1588	SLV FO 9	0.111	6068	79	SLV FO 9	194	Si
204	48	0.03	1157	SLV FO 9	0.111	6068	60	SLU 20	194	Si
299	48	0.03	1023	SLU 20	0.027	6282	51	SLU 20	194	Si
393	48	0.03	859	SLU 20	0.027	6282	43	SLU 20	194	Si
408	48	0.04	835	SLU 20	0.028	6687	42	SLU 20	206	Si

Verifiche delle tensioni di esercizio

x	d	Af	Rara						Quasi permanente				Verifica
			M	Comb	σ c	σ c limite	σ f	σ f limite	M	Comb	σ c	σ c limite	
0	48	0.0341	1198	SLE RA 5	2.9	149.4	43.1	3600	1126	SLE QP 2	2.7	112.1	Si
20	48	0.0341	1164	SLE RA 5	2.8	149.4	41.9	3600	1095	SLE QP 2	2.6	112.1	Si
95	48	0.0341	1045	SLE RA 5	2.5	149.4	37.6	3600	983	SLE QP 2	2.4	112.1	Si
204	48	0.0341	887	SLE RA 5	2.1	149.4	31.9	3600	833	SLE QP 2	2	112.1	Si
299	48	0.0341	757	SLE RA 5	1.8	149.4	27.3	3600	711	SLE QP 2	1.7	112.1	Si
393	48	0.0341	635	SLE RA 5	1.5	149.4	22.9	3600	596	SLE QP 2	1.4	112.1	Si
408	48	0.0363	618	SLE RA 5	1.5	149.4	22.2	3600	579	SLE QP 2	1.4	112.1	Si

Verifiche di apertura delle fessure

La campata non presenta apertura delle fessure nella suola

Campata 2 tra i fili ? - 9, sezione R 120*50, aste 88, 89, 90, 91

Verifiche di resistenza della suola di fondazione

x	d	Af	M	Comb	x/d	Mult	V	Comb	Vult	Verifica
0	48	0.04	835	SLU 20	0.028	6687	42	SLU 20	206	Si
15	48	0.04	825	SLV FO 11	0.115	6454	41	SLV FO 11	206	Si
60	48	0.04	897	SLV FO 11	0.115	6454	45	SLV FO 11	206	Si
113	48	0.04	988	SLV FO 11	0.115	6454	49	SLV FO 11	206	Si
173	48	0.05	1101	SLV FO 11	0.139	9495	55	SLV FO 11	307	Si
226	48	0.05	1219	SLV FO 11	0.139	9495	61	SLV FO 11	307	Si

Verifiche delle tensioni di esercizio

x	d	Af	Rara						Quasi permanente				Verifica
			M	Comb	σ c	σ c limite	σ f	σ f limite	M	Comb	σ c	σ c limite	
0	48	0.0363	618	SLE RA 5	1.5	149.4	22.2	3600	579	SLE QP 2	1.4	112.1	Si
15	48	0.0363	600	SLE RA 5	1.4	149.4	21.6	3600	563	SLE QP 2	1.4	112.1	Si
60	48	0.0363	553	SLE RA 5	1.3	149.4	19.9	3600	518	SLE QP 2	1.2	112.1	Si
113	48	0.0363	504	SLE RA 5	1.2	149.4	18.1	3600	472	SLE QP 2	1.1	112.1	Si
173	48	0.0541	474	SLE RA 5	1.1	149.4	17.1	3600	444	SLE QP 2	1.1	112.1	Si
226	48	0.0541	506	SLE RA 5	1.2	149.4	18.2	3600	474	SLE QP 2	1.1	112.1	Si

Verifiche di apertura delle fessure

La campata non presenta apertura delle fessure nella suola

Campata 3 tra i fili 9 - 18, sezione R 120*50, asta 92

Campata 4 tra i fili 18 - 18, sezione R 120*50, asta 93

Verifiche di resistenza della suola di fondazione

x	d	Af	M	Comb	x/d	Mult	V	Comb	Vult	Verifica
0	48	0.05	1570	SLV FO 11	0.139	9495	79	SLV FO 11	307	Si
22	48	0.05	1678	SLV FO 11	0.138	9370	84	SLV FO 11	303	Si
42	48	0.05	1779	SLV FO 11	0.138	9370	89	SLV FO 11	303	Si
63	48	0.05	1898	SLV FO 11	0.138	9370	95	SLV FO 11	303	Si
83	48	0.05	2012	SLV FO 11	0.138	9370	101	SLV FO 11	303	Si

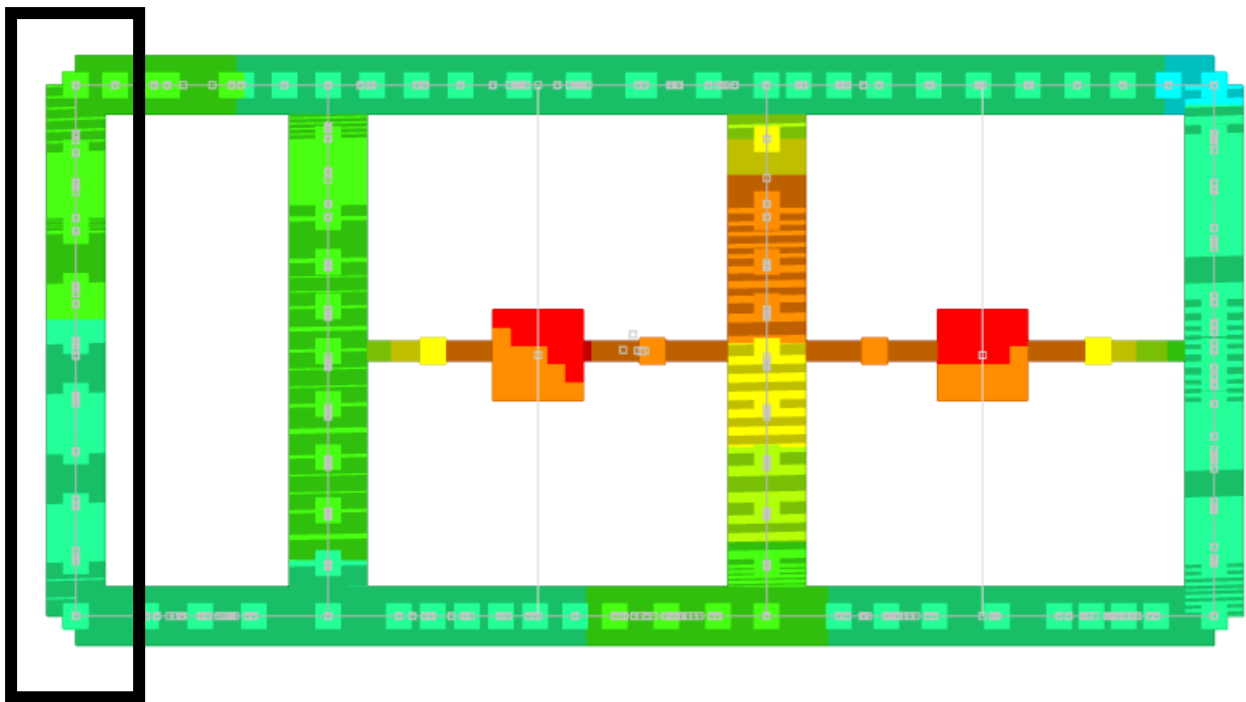
Verifiche delle tensioni di esercizio

x	d	Af	Rara						Quasi permanente				Verifica
			M	Comb	σc	σc limite	σf	σf limite	M	Comb	σc	σc limite	
0	48	0.0541	800	SLE RA 5	1.9	149.4	28.8	3600	753	SLE QP 2	1.8	112.1	Si
22	48	0.0534	904	SLE RA 5	2.2	149.4	32.6	3600	852	SLE QP 2	2	112.1	Si
42	48	0.0534	1004	SLE RA 5	2.4	149.4	36.2	3600	946	SLE QP 2	2.3	112.1	Si
63	48	0.0534	1122	SLE RA 5	2.7	149.4	40.4	3600	1058	SLE QP 2	2.5	112.1	Si
83	48	0.0534	1234	SLE RA 5	3	149.4	44.4	3600	1164	SLE QP 2	2.8	112.1	Si

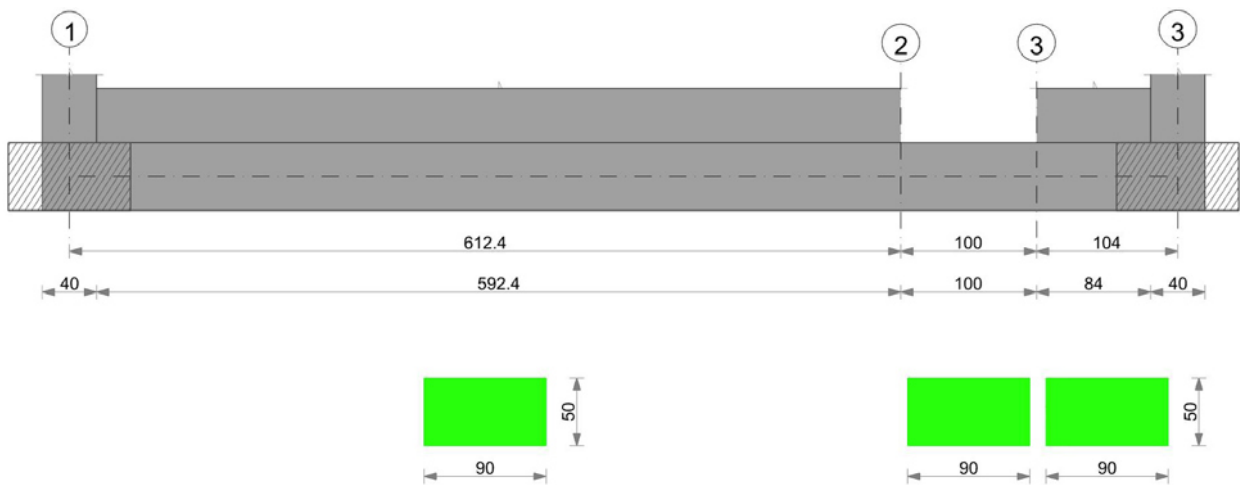
Verifiche di apertura delle fessure

La campata non presenta apertura delle fessure nella suola

Trave di fondazione a "Fondazione" (-1448; -1412)-(-1448; -596)



Geometria



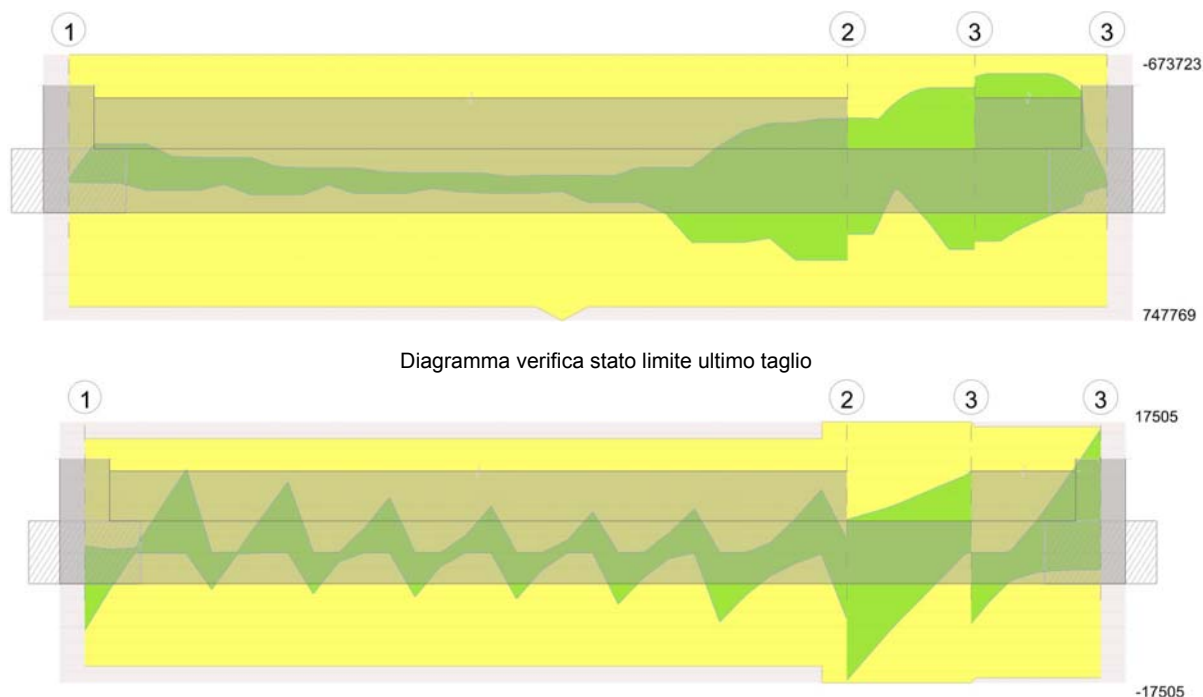
Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 4500
Calcestruzzo: Legno Rck 300

Elenco delle sezioni

N°	Descrizione	Tipo	Base	Altezza	Copriferro sup.	Copriferro inf.	Copriferro lat.
1	R 90x50	Rettangolare	90	50	3	3	3

Diagramma verifica stato limite ultimo flessione



Output campate

Campata 2 tra i fili 2 - 3, sezione R 90x50, asta 81

Verifiche a flessione in famiglia SLU

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	Verifica
0	4.02	4.8	4.02	4.8						-38713	SLV 20	-186948	-747769	0.069	Si
27	4.02	4.8	4.02	4.8						-217206	SLV 20	-271892	-747769	0.069	Si
50	4.02	4.8	4.02	4.8						-273909	SLV 20	-274449	-747769	0.069	Si
53	4.02	4.8	4.02	4.8						-274449	SLV 20	-274449	-747769	0.069	Si
77	4.02	4.8	4.02	4.8						-225352	SLV 20	-273328	-747769	0.069	Si
100	4.02	4.8	4.02	4.8						-83732	SLV 19	-213254	-747769	0.069	Si

Verifiche a flessione in famiglia SLV (domini sostanzialmente elastici)

La struttura oppure parte di essa, è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per tutte o solo alcune sezioni, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Le dilatazioni ultime utilizzate sono le seguenti

$\epsilon_{c2} = 0.002$

$\epsilon_{yd} = 0.0019$

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	Verifica
0	4.02	4.8	4.02	4.8	283728	SLV FO 12	283728	673723	0.128	-333238	SLV FO 5	-333238	-673723	0.128	Si
27	4.02	4.8	4.02	4.8	-43057	SLV FO 16	189802	673723	0.128	-262232	SLV FO 1	-342147	-673723	0.128	Si
50	4.02	4.8	4.02	4.8	-25194	SLV FO 9	116985	673723	0.128	-363157	SLV FO 8	-469778	-673723	0.128	Si
77	4.02	4.8	4.02	4.8	162393	SLV FO 9	338024	673723	0.128	-485326	SLV FO 8	-496016	-673723	0.128	Si
93	4.02	4.8	4.02	4.8	300204	SLV FO 5	365936	673723	0.128	-495438	SLV FO 12	-496016	-673723	0.128	Si
100	4.02	4.8	4.02	4.8	365936	SLV FO 5	365936	673723	0.128	-491375	SLV FO 12	-496016	-673723	0.128	Si

Verifiche SLD Resistenza a flessione (domini sostanzialmente elastici)

La struttura oppure parte di essa, è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per tutte o solo alcune sezioni, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Le dilatazioni ultime utilizzate sono le seguenti

$\epsilon_{c2} = 0.002$

$\epsilon_{yd} = 0.0019$

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	Verifica
0	4.02	4.8	4.02	4.8	112287	SLD 12	112287	673723	0.128	-161797	SLD 5	-189474	-673723	0.128	Si
27	4.02	4.8	4.02	4.8	-99541	SLD 16	50524	673723	0.128	-205748	SLD 1	-259624	-673723	0.128	Si
50	4.02	4.8	4.02	4.8						-269755	SLD 8	-306474	-673723	0.128	Si
53	4.02	4.8	4.02	4.8						-280221	SLD 8	-306505	-673723	0.128	Si
77	4.02	4.8	4.02	4.8	-18109	SLD 9	106014	673723	0.128	-304824	SLD 8	-306505	-673723	0.128	Si
100	4.02	4.8	4.02	4.8	126891	SLD 5	126891	673723	0.128	-252330	SLD 12	-302026	-673723	0.128	Si

Verifiche a taglio in famiglia SLU

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	Verifica
0	0.11	4.02	0	-8974	SLU 20	-8974	-15267	-129149	-17505	-17505	1	Si
27	0.11	4.02	0	-4417	SLU 20	-4417	-15267	-129149	-17505	-17505	1	Si
50	0.11	4.02	0	-536	SLU 11	-536	-15267	-129149	-17505	-17505	1	Si
77	0.11	4.02	0	4087	SLU 20	4087	15267	129149	17505	17505	1	Si
100	0.11	4.02	0	8057	SLU 20	8057	15267	129149	17505	17505	1	Si

Verifiche a taglio in famiglia SLV

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	Verifica
0	0.11	4.02	0	4332	SLV FO 9	4332	15267	129149	17505	17505	1	Si
0	0.11	4.02	0	-17151	SLV FO 8	-17151	-15267	-129149	-17505	-17505	1	Si
27	0.11	4.02	0	5630	SLV FO 9	5630	15267	129149	17505	17505	1	Si
27	0.11	4.02	0	-12000	SLV FO 8	-12000	-15267	-129149	-17505	-17505	1	Si

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	Verifica
50	0.11	4.02	0	7073	SLV FO 5	7073	15267	129149	17505	17505	1	Si
50	0.11	4.02	0	-7825	SLV FO 12	-7825	-15267	-129149	-17505	-17505	1	Si
77	0.11	4.02	0	8984	SLV FO 5	8984	15267	129149	17505	17505	1	Si
77	0.11	4.02	0	-3326	SLV FO 12	-3326	-15267	-129149	-17505	-17505	1	Si
100	0.11	4.02	0	10978	SLV FO 1	10978	15267	129149	17505	17505	1	Si

Verifiche SLD Resistenza a taglio

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	Verifica
0	0.11	4.02	0	-11174	SLD 8	-11174	-15267	-129149	-17505	-17505	1	Si
27	0.11	4.02	0	711	SLD 9	711	15267	129149	17505	17505	1	Si
27	0.11	4.02	0	-7081	SLD 8	-7081	-15267	-129149	-17505	-17505	1	Si
50	0.11	4.02	0	2924	SLD 5	2924	15267	129149	17505	17505	1	Si
50	0.11	4.02	0	-3676	SLD 12	-3676	-15267	-129149	-17505	-17505	1	Si
77	0.11	4.02	0	5587	SLD 5	5587	15267	129149	17505	17505	1	Si
100	0.11	4.02	0	8199	SLD 1	8199	15267	129149	17505	17505	1	Si

Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara							Quasi permanente							Verifica
	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ f.	σ f lim.	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ FRP	σ FRP lim.	
0	-27869	5	-138839	3.5	149.4	52.8	3600	-24755	2	-130870	9.2	112.1	0	+∞	Si
27	-161533	5	-202767	5.1	149.4	77.1	3600	-152644	2	-192580	13.6	112.1	0	+∞	Si
50	-204334	5	-204813	5.2	149.4	77.8	3600	-194175	2	-194761	13.7	112.1	0	+∞	Si
77	-168754	5	-204041	5.2	149.4	77.5	3600	-161467	2	-194138	13.7	112.1	0	+∞	Si
100	-63733	4	-159800	4	149.4	60.7	3600	-62719	2	-153080	10.8	112.1	0	+∞	Si

Verifica di apertura delle fessure

La campata non presenta apertura delle fessure

Verifiche minimi armatura longitudinale

x	Area presente	Area efficace	Area minima	Verifica
0	4.02	4.02	9	No

Verifiche minimi armatura trasversale

x	Area presente	Area minima	Verifica
0	0.11	0.135	No

Funzionamento trasversale della suola di fondazione

Campata 1 tra i fili 1 - 2, sezione R 90x50, aste 73, 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80

Verifiche di resistenza della suola di fondazione

x	d	Af	M	Comb	x/d	Mult	V	Comb	Vult	Verifica
0	47	0.03	964	SLV FO 5	0.112	5912	77	SLV FO 5	255	Si
20	47	0.03	940	SLV FO 5	0.112	5912	75	SLV FO 5	255	Si
163	47	0.03	779	SLV FO 5	0.112	5912	62	SLV FO 5	255	Si
306	47	0.03	678	SLV FO 2	0.112	5912	54	SLV FO 2	255	Si
449	47	0.03	650	SLV FO 4	0.112	5912	52	SLV FO 4	255	Si
612	47	0.05	690	SLV FO 4	0.142	9437	55	SLV FO 4	413	Si

Verifiche delle tensioni di esercizio

x	d	Af	Rara						Quasi permanente				Verifica
			M	Comb	σ c	σ c limite	σ f	σ f limite	M	Comb	σ c	σ c limite	
0	47	0.0339	462	SLE RA 5	1.1	149.4	16.6	3600	439	SLE QP 2	1.1	112.1	Si
20	47	0.0339	461	SLE RA 5	1.1	149.4	16.6	3600	438	SLE QP 2	1.1	112.1	Si
163	47	0.0339	459	SLE RA 5	1.1	149.4	16.5	3600	436	SLE QP 2	1	112.1	Si
306	47	0.0339	459	SLE RA 5	1.1	149.4	16.5	3600	436	SLE QP 2	1	112.1	Si
449	47	0.0339	457	SLE RA 5	1.1	149.4	16.4	3600	434	SLE QP 2	1	112.1	Si
612	47	0.055	444	SLE RA 5	1.1	149.4	16	3600	421	SLE QP 2	1	112.1	Si

Verifiche di apertura delle fessure

La campata non presenta apertura delle fessure nella suola

Campata 2 tra i fili 2 - 3, sezione R 90x50, asta 81

Campata 3 tra i fili 3 - 3, sezione R 90x50, asta 82

Verifiche di resistenza della suola di fondazione

x	d	Af	M	Comb	x/d	Mult	V	Comb	Vult	Verifica
0	47	0.05	744	SLV FO 8	0.142	9437	60	SLV FO 8	413	Si
28	47	0.05	772	SLV FO 8	0.139	9084	62	SLV FO 8	397	Si
52	47	0.05	800	SLV FO 8	0.139	9084	64	SLV FO 8	397	Si
76	47	0.05	831	SLV FO 8	0.139	9084	67	SLV FO 8	397	Si
84	47	0.05	842	SLV FO 8	0.139	9084	67	SLV FO 8	397	Si
104	47	0.05	870	SLV FO 8	0.139	9084	70	SLV FO 8	397	Si

Verifiche delle tensioni di esercizio

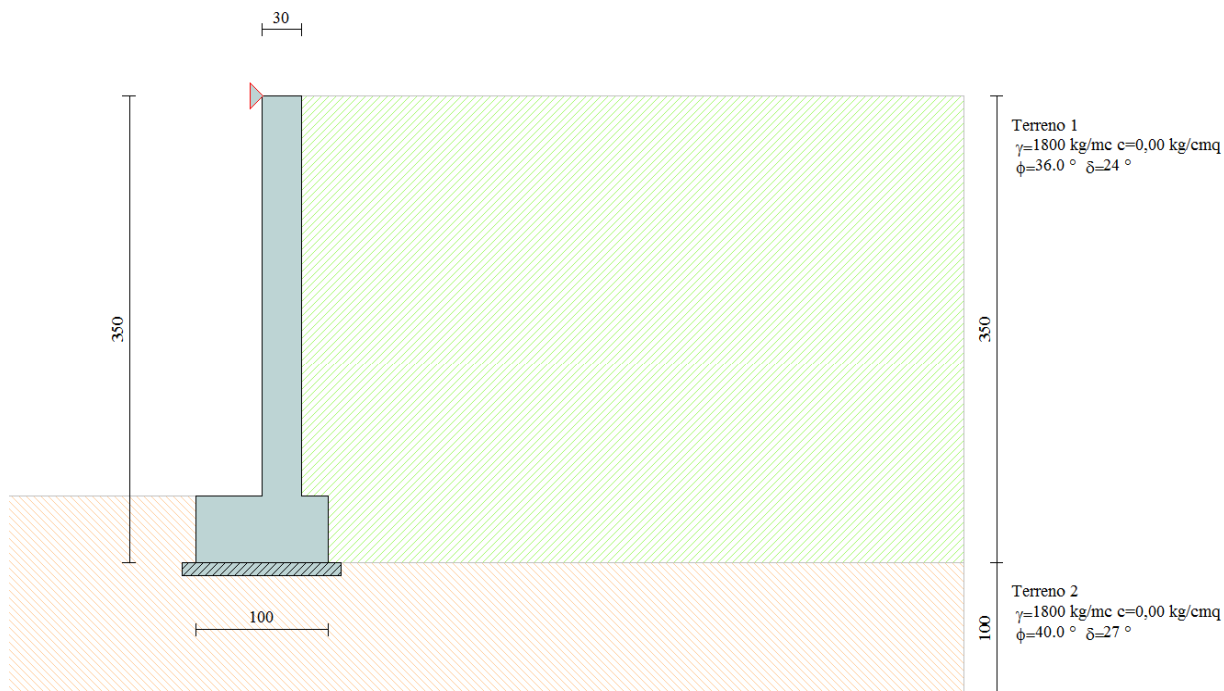
x	d	Af	Rara						Quasi permanente				Verifica
			M	Comb	σ c	σ c limite	σ f	σ f limite	M	Comb	σ c	σ c limite	
0	47	0.0529	441	SLE RA 5	1.1	149.4	15.9	3600	418	SLE QP 2	1	112.1	Si
28	47	0.0529	443	SLE RA 5	1.1	149.4	15.9	3600	420	SLE QP 2	1	112.1	Si
52	47	0.0529	445	SLE RA 5	1.1	149.4	16	3600	422	SLE QP 2	1	112.1	Si
76	47	0.0529	449	SLE RA 5	1.1	149.4	16.2	3600	426	SLE QP 2	1	112.1	Si
84	47	0.0529	451	SLE RA 5	1.1	149.4	16.2	3600	427	SLE QP 2	1	112.1	Si
104	47	0.0529	455	SLE RA 5	1.1	149.4	16.4	3600	431	SLE QP 2	1	112.1	Si

Verifiche di apertura delle fessure

La campata non presenta apertura delle fessure nella suola

VERIFICHE LOCALI PER LE PARETI INTERRATE RINFORZATE CON BETONCINO

Si procede con la verifica della parete controterra del piano seminterrato



Normative di riferimento

- 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)

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complessa fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale

Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali

Calcolo della spinta sul muro

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. 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 coefficiente di 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). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

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.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

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 .

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

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

Terreno a permeabilità elevata

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

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

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

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{IH} = k_h W \quad F_{IV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi. Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r . Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare $\eta_r \geq 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

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

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante. Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s .

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$.

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

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_f la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

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

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

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:

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

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_q \geq 1.0$.

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

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

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

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:

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

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

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

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_g \geq 1.0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i^n \left(\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + [W_i \cos \alpha_i - u_i l_i] \tan \phi_i \right)}{\sum_i^n W_i \sin \alpha_i}$$

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 lo si suddivide in n strisce e dalla formula precedente si ricava η . Questo procedimento viene eseguito per il numero di centri prefissato e viene assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

Normativa

N.T.C. 2018

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole 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
γ_r	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

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

Carichi	Effetto		A1	A2	EQU	HYD
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00	1,00	0,90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,30	1,00	1,30	1,10
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,50	1,30	1,50	1,50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		M1	M2	M2	M1
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40	1,40	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60	1,60	1,00
Peso dell'unità di volume	γ_r	1,00	1,00	1,00	1,00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

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

Carichi	Effetto		A1	A2	EQU	HYD
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00	1,00	0,90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,00	1,00	1,10
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00	1,00	1,50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		M1	M2	M2	M1
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1,00	1,00	1,00	1,00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,00	1,00	1,00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,00	1,00	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,00	1,00	1,00
Peso dell'unità di volume	γ_r	1,00	1,00	1,00	1,00

FONDAZIONE SUPERFICIALE

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica

	R1	Coefficienti parziali	R3
Capacità portante della fondazione	1,00	R2	1,40
Scorrimento	1,00	1,00	1,10

Resistenza del terreno a valle	1,00	1,00	1,40
Stabilità globale		1,10	

Geometria muro e fondazione

Descrizione	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento	3,00 [m]
Spessore in sommità	0,30 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,30 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]
Lunghezza del muro	10,00 [m]
Vincolo in testa	
Fondazione	
Lunghezza mensola fondazione di valle	0,50 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	0,20 [m]
Lunghezza totale fondazione	1,00 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,50 [m]
Spessore magrone	0,10 [m]

Materiali utilizzati per la struttura

<i>Calcestruzzo</i>	
Peso specifico	2500,0 [kg/mc]
Classe di Resistenza	Rck 250
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	250,0 [kg/cm ²]
Modulo elastico E	306658,85 [kg/cm ²]
<i>Acciaio</i>	
Tipo	B450C
Tensione di snervamento σ_{fa}	4588,0 [kg/cm ²]

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto
X ascissa del punto espressa in [m]
Y ordinata del punto espressa in [m]
A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	5,00	0,00	0,00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale	0,00	[°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento	0,00	[m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [kg/cm ²]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [kg/cm ²]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Terreno 1	1800	2000	36,00	24,00	0,000	0,000

Terreno 2 1800 2000 40.00 26.67 0,000 0,000 sovracconsolidato

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
 F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kg]
 F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]
 M Momento espresso in [kgm]
 X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
 X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
 Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kg/m]
 Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kg/m]
 D/C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Condizione 1)

D Profilo $X_i=0,00$ $X_f=2,00$ $Q_i=300,00$ $Q_f=300,00$

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 3 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 4 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 5 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 6 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 7 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Condizione 1	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 8 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30

Condizione 1	SFAV	1.50	1.00	1.50
<u>Combinazione n° 9 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.30	1.00	1.30
<u>Combinazione n° 10 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
<u>Combinazione n° 11 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
<u>Combinazione n° 12 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
<u>Combinazione n° 13 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
<u>Combinazione n° 14 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
<u>Combinazione n° 15 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
<u>Combinazione n° 16 - Quasi Permanente (SLE)</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
<u>Combinazione n° 17 - Frequente (SLE)</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
<u>Combinazione n° 18 - Rara (SLE)</u>				
	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Stato limite

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

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

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali Ordinarie
 Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature Poco sensibile
 Valori limite delle aperture delle fessure
 $w_1 = 0.20$
 $w_2 = 0.30$
 $w_3 = 0.40$

Metodo di calcolo aperture delle fessure

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico Circ. Min. 252 (15/10/1996)
 Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck} - \sigma_f < 0.80 f_{yk}$
 Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Calcolo della portanza metodo di Meyerhof

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1,00

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1,00

Impostazioni avanzate

Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS_{sco}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{rib}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{qlim}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{stab}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	99,99	--	4,45	--
2	A1-M1 - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	99,99	--	4,51	--
3	EQU - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	1,79	--	--
4	EQU - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	1,60	--	--
5	STAB - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
6	STAB - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
7	A1-M1 - [2]	--	99,99	--	8,42	--
8	EQU - [2]	--	--	2,72	--	--
9	STAB - [2]	--	--	--	--	--
10	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	99,99	--	4,44	--
11	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	99,99	--	4,34	--
12	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	1,60	--	--
13	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	1,78	--	--
14	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
15	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
16	SLEQ - [1]	--	99,99	--	10,97	--
17	SLEF - [1]	--	99,99	--	10,97	--
18	SLER - [1]	--	99,99	--	10,97	--

Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (esprese in [m]) positive verso monte

Ordinate Y (esprese in [m]) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Tipo di analisi

Calcolo della spinta
Calcolo del carico limite
Calcolo della stabilità globale
Calcolo della spinta in condizioni di

metodo di Culmann
metodo di Meyerhof
metodo di Fellenius
Spinta attiva

Sisma**Identificazione del sito**

Latitudine
Longitudine
Comune
Provincia
Regione

46.059704
12.985333
Flaibano
Udine
Friuli-Venezia Giulia

Punti di interpolazione del reticolo

9872 - 9871 - 10093 - 10094

Tipo di opera

Tipo di costruzione
Vita nominale
Classe d'uso
Vita di riferimento

Opera ordinaria
50 anni
III - Affollamenti significativi e industrie non pericolose
75 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)
Coefficiente di amplificazione topografica (St)
Coefficiente riduzione (β_m)
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)

2.28 [m/s²]
1.17
1.00
1.00
0.50
 $k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 27.17$
 $k_v = 0.50 * k_h = 13.59$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)
Coefficiente di amplificazione topografica (St)
Coefficiente riduzione (β_m)
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)

0.87 [m/s²]
1.20
1.00
1.00
0.50
 $k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 10.59$
 $k_v = 0.50 * k_h = 5.30$

Forma diagramma incremento sismico

Stessa forma diagramma statico

Partecipazione spinta passiva (percento)
Lunghezza del muro

0,0
10,00 [m]

Peso muro
Baricentro del muro

3500,00 [kg]
X=-0,20 Y=-2,12

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta
Punto superiore superficie di spinta
Altezza della superficie di spinta
Inclinazione superficie di spinta (rispetto alla verticale)

X = 0,20 Y = -3,50
X = 0,20 Y = 0,00
3,50 [m]
0,00 [°]

COMBINAZIONE n° 1

Valore della spinta statica
Componente orizzontale della spinta statica
Componente verticale della spinta statica
Punto d'applicazione della spinta
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche

2589,67 [kg]
2365,78 [kg]
1053,31 [kg]
X = 0,20 [m] Y = -2,33 [m]
24,00 [°]
59,53 [°]

Incremento sismico della spinta
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche

2512,40 [kg]
X = 0,20 [m] Y = -2,33 [m]
46,59 [°]

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte

1080,00 [kg]

Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,10	[m]	Y = -1,50	[m]
Inerzia del muro	951,08	[kg]		
Inerzia verticale del muro	475,54	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	293,48	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	146,74	[kg]		
Reazione vincolare	1549	[kg]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	4356,72	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	7277,48	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	7277,48	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	4356,72	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,00	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]
Risultante in fondazione	8481,90	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	30,91	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	0,00	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	32402,70	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,7277	[kg/cm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,7277	[kg/cm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 75.31$	$N_q = 64.20$	$N_\gamma = 93.69$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,43$	$i_q = 0,43$	$i_\gamma = 0,05$
Fattori profondità	$d_c = 1,21$	$d_q = 1,11$	$d_\gamma = 1,11$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 39.43$	$N'_q = 30.64$	$N'_\gamma = 5.36$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	99.99
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.45

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 1

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
 Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kgm
 Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kg
 Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kg

Nr.	Y	N	M	T
1	0,00	0,00	0,00	-1548,82
2	0,15	112,50	-229,60	-1509,68
3	0,30	225,00	-452,05	-1453,43
4	0,45	337,50	-664,77	-1380,05
5	0,60	450,00	-865,21	-1289,55
6	0,75	562,50	-1050,78	-1181,94
7	0,90	675,00	-1218,93	-1057,19
8	1,05	787,50	-1367,09	-915,33
9	1,20	900,00	-1492,68	-756,35
10	1,35	1012,50	-1593,13	-580,24
11	1,50	1125,00	-1665,89	-387,01
12	1,65	1237,50	-1708,38	-176,66
13	1,80	1350,00	-1718,03	50,81
14	1,95	1462,50	-1692,28	295,41
15	2,10	1575,00	-1628,56	557,12
16	2,25	1687,50	-1524,29	835,96
17	2,40	1800,00	-1376,91	1131,92
18	2,55	1912,50	-1183,85	1445,01
19	2,70	2025,00	-942,55	1775,21
20	2,85	2137,50	-650,44	2122,54
21	3,00	2250,00	-304,94	2486,98

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 1

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle
 Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm
 Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,00	0,00
2	0,05	7,53	301,37
3	0,10	30,14	602,75
4	0,15	67,81	904,12
5	0,20	120,55	1205,50
6	0,25	188,36	1506,87
7	0,30	271,24	1808,24
8	0,35	369,18	2109,62
9	0,40	482,20	2410,99
10	0,45	610,28	2712,37
11	0,50	753,43	3013,74

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 1

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte
 Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm
 Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,00	0,00
2	0,02	0,13	12,55
3	0,04	0,50	25,10
4	0,06	1,13	37,65
5	0,08	2,01	50,20
6	0,10	3,14	62,75

7	0,12	4,52	75,30
8	0,14	6,15	87,85
9	0,16	8,03	100,40
10	0,18	10,17	112,95
11	0,20	12,55	125,50

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 1

L'ordinata Y(espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,00	100, 30	1,41	4,43	0	0	1000,00	11148	--	--
2	0,15	100, 30	1,41	3,02	1645	3358	14,62	11164	--	--
3	0,30	100, 30	1,41	3,02	1673	3361	7,43	11179	--	--
4	0,45	100, 30	1,41	3,02	1709	3365	5,06	11194	--	--
5	0,60	100, 30	1,41	3,02	1753	3371	3,90	11209	--	--
6	0,75	100, 30	1,41	3,02	1808	3378	3,21	11224	--	--
7	0,90	100, 30	1,41	3,02	1875	3386	2,78	11240	--	--
8	1,05	100, 30	1,41	3,02	1956	3396	2,48	11255	--	--
9	1,20	100, 30	1,41	3,02	2055	3408	2,28	11270	--	--
10	1,35	100, 30	1,41	3,02	2175	3423	2,15	11285	--	--
11	1,50	100, 30	1,41	3,02	2324	3441	2,07	11300	--	--
12	1,65	100, 30	1,41	3,02	2509	3464	2,03	11316	--	--
13	1,80	100, 30	1,41	3,02	2745	3493	2,03	11331	--	--
14	1,95	100, 30	1,41	3,02	3051	3531	2,09	11346	--	--
15	2,10	100, 30	1,41	3,02	3464	3582	2,20	11361	--	--
16	2,25	100, 30	2,83	3,02	4056	3663	2,40	11376	--	--
17	2,40	100, 30	2,83	6,03	9528	7288	5,29	11391	--	--
18	2,55	100, 30	2,83	6,03	12297	7612	6,43	11407	--	--
19	2,70	100, 30	2,83	6,03	17716	8246	8,75	11422	--	--
20	2,85	100, 30	1,41	3,02	17420	5301	8,15	11437	--	--
21	3,00	100, 30	1,41	3,02	93987	12738	41,77	11452	--	--

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 1

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,00	100, 50	2,51	2,51	0	0	1000,00	16240	--	--
2	0,05	100, 50	2,51	2,51	0	4614	612,37	16240	--	--
3	0,10	100, 50	2,51	2,51	0	4614	153,09	16240	--	--
4	0,15	100, 50	2,51	2,51	0	4614	68,04	16240	--	--
5	0,20	100, 50	2,51	2,51	0	4614	38,27	16240	--	--
6	0,25	100, 50	2,51	2,51	0	4614	24,49	16240	--	--
7	0,30	100, 50	2,51	2,51	0	4614	17,01	16240	--	--
8	0,35	100, 50	2,51	2,51	0	4614	12,50	16240	--	--
9	0,40	100, 50	2,51	2,51	0	4614	9,57	16240	--	--
10	0,45	100, 50	2,51	2,51	0	4614	7,56	16240	--	--
11	0,50	100, 50	2,51	2,51	0	4614	6,12	16240	--	--

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,00	100, 50	2,51	2,51	0	0	1000,00	16240	--	--
2	0,02	100, 50	2,51	2,51	0	4614	36764,94	16240	--	--
3	0,04	100, 50	2,51	2,51	0	4614	9191,24	16240	--	--
4	0,06	100, 50	2,51	2,51	0	4614	4084,99	16240	--	--
5	0,08	100, 50	2,51	2,51	0	4614	2297,81	16240	--	--
6	0,10	100, 50	2,51	2,51	0	4614	1470,60	16240	--	--
7	0,12	100, 50	2,51	2,51	0	4614	1021,25	16240	--	--
8	0,14	100, 50	2,51	2,51	0	4614	750,30	16240	--	--
9	0,16	100, 50	2,51	2,51	0	4614	574,45	16240	--	--
10	0,18	100, 50	2,51	2,51	0	4614	453,89	16240	--	--
11	0,20	100, 50	2,51	2,51	0	4614	367,65	16240	--	--

COMBINAZIONE n° 4

Valore della spinta statica	2589,67	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	2365,78	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	1053,31	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,20	[m]	Y = -2,33	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	24,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	59,53	[°]		
Incremento sismico della spinta	2053,09	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0,20	[m]	Y = -2,33	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	41,63	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	1080,00	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,10	[m]	Y = -1,50	[m]
Inerzia del muro	951,08	[kg]		
Inerzia verticale del muro	-475,54	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	293,48	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-146,74	[kg]		
Reazione vincolare	1495	[kg]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	3990,55	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	5846,10	[kg]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	13127,28	[kgm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	20940,26	[kgm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	5846,10	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	3990,55	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,00	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]
Risultante in fondazione	7078,23	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	34,32	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	0,00	[kgm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.60
--	------

COMBINAZIONE n° 11

Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	2811,39	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	2568,33	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	1143,49	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,20	[m]	Y = -2,27	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	24,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	60,96	[°]		
Incremento sismico della spinta	2560,20	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0,20	[m]	Y = -2,27	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	47,76	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	1140,00	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,10	[m]	Y = -1,50	[m]
Inerzia del muro	951,08	[kg]		

Inerzia verticale del muro	475,54	[kg]
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	309,78	[kg]
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	154,89	[kg]
Reazione vincolare	1701	[kg]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	4467,39	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	7455,26	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	7455,26	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	4467,39	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,00	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]
Risultante in fondazione	8691,29	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	30,93	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	0,00	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	32354,81	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,7455	[kg/cm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,7455	[kg/cm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 75.31$	$N_q = 64.20$	$N_\gamma = 93.69$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,43$	$i_q = 0,43$	$i_\gamma = 0,05$
Fattori profondità	$d_c = 1,21$	$d_q = 1,11$	$d_\gamma = 1,11$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 39.40$	$N'_q = 30.62$	$N'_\gamma = 5.33$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	99.99
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.34

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 11

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kgm
Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kg
Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kg

Nr.	Y	N	M	T
1	0,00	0,00	0,00	-1700,67
2	0,15	112,50	-251,00	-1643,27
3	0,30	225,00	-492,15	-1569,21
4	0,45	337,50	-720,93	-1478,50
5	0,60	450,00	-934,87	-1371,14
6	0,75	562,50	-1131,44	-1247,12
7	0,90	675,00	-1308,17	-1106,45
8	1,05	787,50	-1462,55	-949,13
9	1,20	900,00	-1592,08	-775,15
10	1,35	1012,50	-1694,26	-584,52
11	1,50	1125,00	-1766,60	-377,24
12	1,65	1237,50	-1806,60	-153,30
13	1,80	1350,00	-1811,76	87,30
14	1,95	1462,50	-1779,58	344,54
15	2,10	1575,00	-1707,56	618,44
16	2,25	1687,50	-1593,21	909,00
17	2,40	1800,00	-1434,03	1216,20
18	2,55	1912,50	-1227,52	1540,07
19	2,70	2025,00	-971,18	1880,58
20	2,85	2137,50	-662,51	2237,75
21	3,00	2250,00	-299,02	2611,57

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 11

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,00	0,00
2	0,05	7,76	310,26
3	0,10	31,03	620,53
4	0,15	69,81	930,79
5	0,20	124,11	1241,05
6	0,25	193,91	1551,31
7	0,30	279,24	1861,58
8	0,35	380,07	2171,84
9	0,40	496,42	2482,10
10	0,45	628,28	2792,37
11	0,50	775,66	3102,63

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 11

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,00	0,00
2	0,02	0,10	10,11
3	0,04	0,40	20,21
4	0,06	0,91	30,32
5	0,08	1,62	40,42
6	0,10	2,53	50,53
7	0,12	3,64	60,63
8	0,14	4,95	70,74
9	0,16	6,47	80,84
10	0,18	8,19	90,95
11	0,20	10,11	101,05

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 11

L'ordinata Y(espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]

H altezza della sezione espressa in [cm]

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]

N_u sforzo normale ultimo espresso in [kg]

M_u momento ultimo espresso in [kgm]

CS coefficiente sicurezza sezione

VRcd Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]

VRsd Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]

VRd Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,00	100, 30	1,41	4,43	0	0	1000,00	11148	--	--
2	0,15	100, 30	1,41	3,02	1497	3339	13,30	11164	--	--
3	0,30	100, 30	1,41	3,02	1528	3343	6,79	11179	--	--
4	0,45	100, 30	1,41	3,02	1567	3348	4,64	11194	--	--
5	0,60	100, 30	1,41	3,02	1614	3354	3,59	11209	--	--
6	0,75	100, 30	1,41	3,02	1671	3361	2,97	11224	--	--
7	0,90	100, 30	1,41	3,02	1738	3369	2,58	11240	--	--
8	1,05	100, 30	1,41	3,02	1819	3379	2,31	11255	--	--
9	1,20	100, 30	1,41	3,02	1917	3391	2,13	11270	--	--
10	1,35	100, 30	1,41	3,02	2035	3406	2,01	11285	--	--
11	1,50	100, 30	1,41	3,02	2180	3423	1,94	11300	--	--
12	1,65	100, 30	1,41	3,02	2360	3446	1,91	11316	--	--
13	1,80	100, 30	1,41	3,02	2588	3474	1,92	11331	--	--
14	1,95	100, 30	1,41	3,02	2885	3510	1,97	11346	--	--
15	2,10	100, 30	1,41	3,02	3283	3559	2,08	11361	--	--

16	2,25	100, 30	2,83	3,02	3854	3638	2,28	11376	--	--
17	2,40	100, 30	2,83	6,03	9083	7236	5,05	11391	--	--
18	2,55	100, 30	2,83	6,03	11762	7550	6,15	11407	--	--
19	2,70	100, 30	2,83	6,03	17025	8165	8,41	11422	--	--
20	2,85	100, 30	1,41	3,02	16893	5236	7,90	11437	--	--
21	3,00	100, 30	1,41	3,02	97669	12980	43,41	11452	--	--

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 11

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,00	100, 50	2,51	2,51	0	0	1000,00	16240	--	--
2	0,05	100, 50	2,51	2,51	0	4614	594,83	16240	--	--
3	0,10	100, 50	2,51	2,51	0	4614	148,71	16240	--	--
4	0,15	100, 50	2,51	2,51	0	4614	66,09	16240	--	--
5	0,20	100, 50	2,51	2,51	0	4614	37,18	16240	--	--
6	0,25	100, 50	2,51	2,51	0	4614	23,79	16240	--	--
7	0,30	100, 50	2,51	2,51	0	4614	16,52	16240	--	--
8	0,35	100, 50	2,51	2,51	0	4614	12,14	16240	--	--
9	0,40	100, 50	2,51	2,51	0	4614	9,29	16240	--	--
10	0,45	100, 50	2,51	2,51	0	4614	7,34	16240	--	--
11	0,50	100, 50	2,51	2,51	0	4614	5,95	16240	--	--

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,00	100, 50	2,51	2,51	0	0	1000,00	16240	--	--
2	0,02	100, 50	2,51	2,51	0	4614	45658,50	16240	--	--
3	0,04	100, 50	2,51	2,51	0	4614	11414,62	16240	--	--
4	0,06	100, 50	2,51	2,51	0	4614	5073,17	16240	--	--
5	0,08	100, 50	2,51	2,51	0	4614	2853,66	16240	--	--
6	0,10	100, 50	2,51	2,51	0	4614	1826,34	16240	--	--
7	0,12	100, 50	2,51	2,51	0	4614	1268,29	16240	--	--
8	0,14	100, 50	2,51	2,51	0	4614	931,81	16240	--	--
9	0,16	100, 50	2,51	2,51	0	4614	713,41	16240	--	--
10	0,18	100, 50	2,51	2,51	0	4614	563,69	16240	--	--
11	0,20	100, 50	2,51	2,51	0	4614	456,58	16240	--	--

Inviluppo Sollecitazioni paramento

L'ordinata Y(espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in [kgm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kg]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in [kg]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-1700,67	-747,27
2	0,15	112,50	112,50	-251,00	-110,72	-1643,27	-727,14
3	0,30	225,00	225,00	-492,15	-217,58	-1569,21	-695,71
4	0,45	337,50	337,50	-720,93	-318,87	-1478,50	-652,98
5	0,60	450,00	450,00	-934,87	-412,91	-1371,14	-598,95
6	0,75	562,50	562,50	-1131,44	-497,99	-1247,12	-533,63

7	0,90	675,00	675,00	-1308,17	-572,43	-1106,45	-457,01
8	1,05	787,50	787,50	-1462,55	-634,53	-949,13	-369,09
9	1,20	900,00	900,00	-1592,08	-682,59	-775,15	-269,87
10	1,35	1012,50	1012,50	-1694,26	-714,92	-594,03	-159,35
11	1,50	1125,00	1125,00	-1766,60	-729,83	-410,64	-37,54
12	1,65	1237,50	1237,50	-1806,60	-725,62	-216,48	95,57
13	1,80	1350,00	1350,00	-1811,76	-700,60	-6,73	239,98
14	1,95	1462,50	1462,50	-1779,58	-653,06	218,59	395,69
15	2,10	1575,00	1575,00	-1707,56	-581,33	459,50	618,44
16	2,25	1687,50	1687,50	-1596,95	-483,69	715,99	909,00
17	2,40	1800,00	1800,00	-1461,12	-358,46	930,59	1216,20
18	2,55	1912,50	1912,50	-1282,28	-203,95	1131,49	1540,07
19	2,70	2025,00	2025,00	-1058,19	-18,45	1343,69	1880,58
20	2,85	2137,50	2137,50	-786,59	199,72	1567,18	2237,75
21	3,00	2250,00	2250,00	-465,24	452,27	1801,97	2611,57

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-509,96	-509,96
2	0,15	112,50	112,50	-75,55	-75,55	-495,96	-495,96
3	0,30	225,00	225,00	-148,35	-148,35	-473,27	-473,27
4	0,45	337,50	337,50	-217,10	-217,10	-441,88	-441,88
5	0,60	450,00	450,00	-280,48	-280,48	-401,81	-401,81
6	0,75	562,50	562,50	-337,21	-337,21	-353,05	-353,05
7	0,90	675,00	675,00	-385,96	-385,96	-295,59	-295,59
8	1,05	787,50	787,50	-425,45	-425,45	-229,45	-229,45
9	1,20	900,00	900,00	-454,36	-454,36	-154,61	-154,61
10	1,35	1012,50	1012,50	-471,40	-471,40	-71,08	-71,08
11	1,50	1125,00	1125,00	-475,25	-475,25	21,13	21,13
12	1,65	1237,50	1237,50	-464,62	-464,62	122,04	122,04
13	1,80	1350,00	1350,00	-438,21	-438,21	231,64	231,64
14	1,95	1462,50	1462,50	-394,70	-394,70	349,93	349,93
15	2,10	1575,00	1575,00	-332,79	-332,79	476,91	476,91
16	2,25	1687,50	1687,50	-251,19	-251,19	612,58	612,58
17	2,40	1800,00	1800,00	-148,58	-148,58	756,94	756,94
18	2,55	1912,50	1912,50	-23,67	-23,67	909,99	909,99
19	2,70	2025,00	2025,00	124,85	124,85	1071,73	1071,73
20	2,85	2137,50	2137,50	298,28	298,28	1242,16	1242,16
21	3,00	2250,00	2250,00	497,93	497,93	1421,29	1421,29

Inviluppo Sollecitazioni fondazione di valle

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle
Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kgm]
Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kg]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,05	5,75	7,76	229,80	310,26
3	0,10	22,98	31,03	459,61	620,53
4	0,15	51,71	69,81	689,41	930,79
5	0,20	91,92	124,11	919,22	1241,05
6	0,25	143,63	193,91	1149,02	1551,31
7	0,30	206,82	279,24	1378,83	1861,58
8	0,35	281,51	380,07	1608,63	2171,84
9	0,40	367,69	496,42	1838,44	2482,10
10	0,45	465,35	628,28	2068,24	2792,37
11	0,50	574,51	775,66	2298,05	3102,63

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,05	5,67	5,67	226,67	226,67
3	0,10	22,67	22,67	453,35	453,35
4	0,15	51,00	51,00	680,02	680,02
5	0,20	90,67	90,67	906,70	906,70
6	0,25	141,67	141,67	1133,37	1133,37
7	0,30	204,01	204,01	1360,05	1360,05
8	0,35	277,68	277,68	1586,72	1586,72

9	0,40	362,68	362,68	1813,40	1813,40
10	0,45	459,02	459,02	2040,07	2040,07
11	0,50	566,69	566,69	2266,75	2266,75

Inviluppo Sollecitazioni fondazione di monte

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte
Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kgm]
Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kg]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,02	-0,51	0,13	-50,90	12,55
3	0,04	-2,04	0,50	-101,79	25,10
4	0,06	-4,58	1,13	-152,69	37,65
5	0,08	-8,14	2,01	-203,59	50,20
6	0,10	-12,72	3,14	-254,48	62,75
7	0,12	-18,32	4,52	-305,38	75,30
8	0,14	-24,94	6,15	-356,28	87,85
9	0,16	-32,57	8,03	-407,17	100,40
10	0,18	-41,23	10,17	-458,07	112,95
11	0,20	-50,90	12,55	-508,97	125,50

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,02	-0,23	-0,23	-23,33	-23,33
3	0,04	-0,93	-0,93	-46,66	-46,66
4	0,06	-2,10	-2,10	-69,99	-69,99
5	0,08	-3,73	-3,73	-93,32	-93,32
6	0,10	-5,83	-5,83	-116,65	-116,65
7	0,12	-8,40	-8,40	-139,98	-139,98
8	0,14	-11,43	-11,43	-163,31	-163,31
9	0,16	-14,93	-14,93	-186,64	-186,64
10	0,18	-18,90	-18,90	-209,97	-209,97
11	0,20	-23,33	-23,33	-233,30	-233,30

Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro

L'ordinata Y(espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]
H altezza della sezione espressa in [cm]
A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
σ_c tensione nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
σ_{fs} tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [kg/cmq]
σ_{fi} tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [kg/cmq]
N_u sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M_u momento ultimo espresso in [kgm]
CS coefficiente sicurezza sezione
VR_{cd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
VR_{sd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VR_d Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,00	100, 30	1,41	4,43	0	0	1000,00	11148	--	--
2	0,15	100, 30	1,41	3,02	1497	3339	13,30	11164	--	--
3	0,30	100, 30	1,41	3,02	1528	3343	6,79	11179	--	--
4	0,45	100, 30	1,41	3,02	1567	3348	4,64	11194	--	--
5	0,60	100, 30	1,41	3,02	1614	3354	3,59	11209	--	--
6	0,75	100, 30	1,41	3,02	1671	3361	2,97	11224	--	--
7	0,90	100, 30	1,41	3,02	1738	3369	2,58	11240	--	--
8	1,05	100, 30	1,41	3,02	1819	3379	2,31	11255	--	--
9	1,20	100, 30	1,41	3,02	1917	3391	2,13	11270	--	--
10	1,35	100, 30	1,41	3,02	2035	3406	2,01	11285	--	--

11	1,50	100, 30	1,41	3,02	2180	3423	1,94	11300	--	--
12	1,65	100, 30	1,41	3,02	2360	3446	1,91	11316	--	--
13	1,80	100, 30	1,41	3,02	2588	3474	1,92	11331	--	--
14	1,95	100, 30	1,41	3,02	2885	3510	1,97	11346	--	--
15	2,10	100, 30	1,41	3,02	3283	3559	2,08	11361	--	--
16	2,25	100, 30	2,83	3,02	3843	3637	2,28	11376	--	--
17	2,40	100, 30	2,83	6,03	8886	7213	4,94	11391	--	--
18	2,55	100, 30	2,83	6,03	11154	7478	5,83	11407	--	--
19	2,70	100, 30	2,83	6,03	15222	2829	7,52	11422	--	--
20	2,85	100, 30	1,41	3,02	12887	4743	6,03	11437	--	--
21	3,00	100, 30	1,41	3,02	20743	-4170	9,22	11452	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	0,00	100, 30	1,41	4,43	0,00	-0,22	0,00	0,00
2	0,15	100, 30	1,41	3,02	1,29	-0,22	-8,38	79,88
3	0,30	100, 30	1,41	3,02	2,54	-0,21	-16,52	156,18
4	0,45	100, 30	1,41	3,02	3,72	-0,19	-24,31	227,22
5	0,60	100, 30	1,41	3,02	4,80	-0,18	-31,62	291,32
6	0,75	100, 30	1,41	3,02	5,77	-0,15	-38,36	346,78
7	0,90	100, 30	1,41	3,02	6,59	-0,13	-44,38	391,92
8	1,05	100, 30	1,41	3,02	7,26	-0,10	-49,58	425,06
9	1,20	100, 30	1,41	3,02	7,74	-0,07	-53,83	444,55
10	1,35	100, 30	1,41	3,02	8,01	-0,03	-56,98	448,72
11	1,50	100, 30	1,41	3,02	8,05	0,01	-58,88	435,95
12	1,65	100, 30	1,41	3,02	7,82	0,05	-59,35	404,70
13	1,80	100, 30	1,41	3,02	7,31	0,10	-58,13	353,53
14	1,95	100, 30	1,41	3,02	6,46	0,15	-54,86	281,39
15	2,10	100, 30	1,41	3,02	5,23	0,21	-48,78	188,48
16	2,25	100, 30	2,83	3,02	3,45	0,27	-37,10	80,48
17	2,40	100, 30	2,83	6,03	1,63	0,33	-21,06	5,81
18	2,55	100, 30	2,83	6,03	0,78	0,40	-11,19	-7,18
19	2,70	100, 30	2,83	6,03	1,39	0,47	-0,38	-18,58
20	2,85	100, 30	1,41	3,02	4,65	0,54	131,16	-47,44
21	3,00	100, 30	1,41	3,02	10,14	0,62	577,30	-70,99

Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
σ _c	tensione nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
τ _c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
σ _{fi}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [kg/cmq]
σ _{fs}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [kg/cmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V _{Rcd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
V _{Rsd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,00	100, 50	2,51	2,51	0	0	1000,00	16240	--	--
2	0,05	100, 50	2,51	2,51	0	4614	594,83	16240	--	--
3	0,10	100, 50	2,51	2,51	0	4614	148,71	16240	--	--
4	0,15	100, 50	2,51	2,51	0	4614	66,09	16240	--	--
5	0,20	100, 50	2,51	2,51	0	4614	37,18	16240	--	--
6	0,25	100, 50	2,51	2,51	0	4614	23,79	16240	--	--
7	0,30	100, 50	2,51	2,51	0	4614	16,52	16240	--	--
8	0,35	100, 50	2,51	2,51	0	4614	12,14	16240	--	--
9	0,40	100, 50	2,51	2,51	0	4614	9,29	16240	--	--
10	0,45	100, 50	2,51	2,51	0	4614	7,34	16240	--	--
11	0,50	100, 50	2,51	2,51	0	4614	5,95	16240	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
12	0,00	100, 50	2,51	2,51	0,00	0,00	0,00	0,00
13	0,05	100, 50	2,51	2,51	0,04	0,06	5,00	-0,29
14	0,10	100, 50	2,51	2,51	0,17	0,11	19,99	-1,17
15	0,15	100, 50	2,51	2,51	0,39	0,17	44,98	-2,63

16	0,20	100, 50	2,51	2,51	0,70	0,23	79,96	-4,68
17	0,25	100, 50	2,51	2,51	1,09	0,28	124,93	-7,31
18	0,30	100, 50	2,51	2,51	1,57	0,34	179,90	-10,53
19	0,35	100, 50	2,51	2,51	2,13	0,40	244,87	-14,33
20	0,40	100, 50	2,51	2,51	2,79	0,45	319,83	-18,71
21	0,45	100, 50	2,51	2,51	3,53	0,51	404,78	-23,68
22	0,50	100, 50	2,51	2,51	4,35	0,57	499,73	-29,24

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,00	100, 50	2,51	2,51	0	0	1000,00	16240	--	--
2	0,02	100, 50	2,51	2,51	0	4614	9065,12	16240	--	--
3	0,04	100, 50	2,51	2,51	0	4614	2266,28	16240	--	--
4	0,06	100, 50	2,51	2,51	0	4614	1007,24	16240	--	--
5	0,08	100, 50	2,51	2,51	0	4614	566,57	16240	--	--
6	0,10	100, 50	2,51	2,51	0	4614	362,60	16240	--	--
7	0,12	100, 50	2,51	2,51	0	4614	251,81	16240	--	--
8	0,14	100, 50	2,51	2,51	0	4614	185,00	16240	--	--
9	0,16	100, 50	2,51	2,51	0	4614	141,64	16240	--	--
10	0,18	100, 50	2,51	2,51	0	4614	111,92	16240	--	--
11	0,20	100, 50	2,51	2,51	0	4614	90,65	16240	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
12	0,00	100, 50	2,51	2,51	0,00	0,00	0,00	0,00
13	0,02	100, 50	2,51	2,51	0,00	-0,01	-0,01	0,21
14	0,04	100, 50	2,51	2,51	0,01	-0,01	-0,05	0,82
15	0,06	100, 50	2,51	2,51	0,02	-0,02	-0,11	1,85
16	0,08	100, 50	2,51	2,51	0,03	-0,02	-0,19	3,29
17	0,10	100, 50	2,51	2,51	0,04	-0,03	-0,30	5,14
18	0,12	100, 50	2,51	2,51	0,06	-0,04	-0,43	7,41
19	0,14	100, 50	2,51	2,51	0,09	-0,04	-0,59	10,08
20	0,16	100, 50	2,51	2,51	0,11	-0,05	-0,77	13,17
21	0,18	100, 50	2,51	2,51	0,15	-0,05	-0,98	16,66
22	0,20	100, 50	2,51	2,51	0,18	-0,06	-1,20	20,57

Ok muro controterra con betoncino OK verificato

5.-VALIDAZIONE DEL MODELLO

Si validano le pressioni in fondazione.

STATO DI FATTO

Plinto esistente dimensioni 80*80cm

carico superiore SLU

$$4*5.0*(400*1.3+300*1.5)=19400 \text{ daN}$$

$$\text{Press SF}=21340/(80*80)=3.03 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{OK}$$

PROGETTO

Plinto esistente dimensioni 140*140cm

carico superiore SLU

$$4*5.0*(400*1.3+300*1.5)=19400 \text{ daN}$$

$$\text{Press SF}=21340/(140*140)=0.98 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{OK}$$

V.- RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

Nella progettazione delle strutture dell'edificio in oggetto si seguiranno le disposizioni contenute nei seguenti provvedimenti legislativi:

/1/ LEGGE n. 1086 del 5/11/1971 che disciplina l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

/2/ LEGGE n.64 del 2/02/1974 concernente provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

/3/ D.M. 14 gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni sul Supplemento Ordinario della G.U. n. 29 del 4.02.2008

/4/ EUROCODICE No 2 design of concrete structures

/5/ EUROCODICE No 3 design of steel structures

/6/ D.M. LL. PP. 11 Marzo 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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione" e relative istruzioni: Circolare Ministeriale del 24.07.1988, n. 30483/STC.

/7/ R. Lancellotta, J. Calavera, Fondazioni, McGraw-Hill, 1999.

/8/ J.E. Bowles, Fondazioni – Progetto e Analisi McGraw-Hill, 1991.

PIANO DI MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE

(ai sensi del D.M. 2018)

PREMESSA

Il presente piano di manutenzione dell'opera, redatto ai sensi del D.M. 2018, è il documento complementare al progetto LAVORI DI RAFFORZAMENTO LOCALE SU SINGOLI ELEMENTI STRUTTURALI DELLA SCUOLA DELL'INFANZIA COMUNALE.

Esso ha la finalità di prevedere, pianificare e programmare l'attività di manutenzione dell'intervento al fine di mantenere nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità, l'efficienza ed il valore economico delle opere oggetto dell'intervento.

Il piano di manutenzione è composto dai seguenti documenti operativi:

- 1 - manuale d'uso
- 2 - manuale di manutenzione
- 3 - programma di manutenzione.

Il presente piano **deve essere aggiornato** al termine dei lavori a cura della direzione lavori con le specifiche

dei materiali ed accessori realmente utilizzati, ed integrato con disegni "come costruito".

1. GENERALITÀ

1.1 Inquadramento dell'intervento

Il presente piano di manutenzione fa parte del progetto LAVORI DI RAFFORZAMENTO LOCALE SU SINGOLI ELEMENTI STRUTTURALI DELLA SCUOLA DELL'INFANZIA COMUNALE.

1.2 Caratteristiche dell'intervento

Dal punto di vista strutturale gli interventi previsti per i fabbricati saranno i seguenti:

1. realizzazione di fondazioni locale semi-interrato
2. realizzazione di betoncino sulle pareti e su pilastri piano semi-interrato

1.3 Documenti di riferimento

Sono da considerarsi complementari ed integranti il presente piano di manutenzione delle strutture i seguenti elaborati:

- Fascicolo adattato dell'opera: contiene informazioni relativamente agli aspetti connessi con la sicurezza:

0 • pericoli che possono presentarsi nel corso di lavori di manutenzione;

1 • dispositivi e/o provvedimenti programmati per prevenire tali rischi;

2 • equipaggiamenti in dotazione dell'opera (riepilogo della documentazione tecnica ed istruzioni per interventi di urgenza).

3

4....

- Relazioni di collaudo e dichiarazioni di corretta e conforme installazione delle diverse unità tecnologiche.

E' compito della direzione lavori l'acquisizione delle relazioni di collaudo, delle specifiche istruzioni di montaggio e delle dichiarazioni di conformità finalizzata alla verifica ed all'aggiornamento dei dati contenuti nel presente piano di manutenzione.

2. MANUALE D'USO

Il manuale d'uso si riferisce all'uso delle parti più importanti del bene; questo contiene l'insieme delle informazioni atte a permettere all'utente di conoscere le modalità di fruizione del bene, nonché tutti gli elementi necessari per limitare quanto più possibile i danni derivanti da un'utilizzazione impropria.

2.1 Opere principali

Le opere principali prevedono:

1. realizzazione di fondazioni locale semi-interrato
2. realizzazione di betoncino sulle pareti e su pilastri piano semi-interrato

Avvertenze d'uso

1 • La funzionalità delle strutture è garantita dal mantenimento delle stesse in perfetto stato di integrità;

2 • in caso di interventi di modifica o manutenzione delle sovrastrutture occorre accertarsi che ne siano mantenute le caratteristiche strutturali e dimensionali.

Le caratteristiche dimensionali delle opere e la loro ubicazione sono illustrate nelle allegate tavole progettuali.

3. MANUALE DI MANUTENZIONE

Si riferisce alla manutenzione delle parti strutturali.

Esso fornisce, in relazione alle caratteristiche dei materiali o dei componenti interessati, le indicazioni necessarie per la corretta manutenzione.

Il manuale di manutenzione contiene le seguenti informazioni:

- 1 - descrizione delle risorse necessarie per l'intervento manutentivo;

- 2 - il livello minimo delle prestazioni;
- 3 - le anomalie riscontrabili ed il tipo di controlli da effettuare;
- 4 - la descrizione delle manutenzioni necessarie.

Si considera un approccio manutentivo di tipo ibrido:

- 1 • di “vita sicura”: prevede il mantenimento delle condizioni generali di integrità strutturale per tutta la vita dell’opera, con eventuali attività manutentive di tipo preventivo;
- 2 • a “guasto”: l’intervento è conseguente alla perdita di funzionalità del componente in esame, dovuta a danneggiamenti puntuali o rotture (eventi accidentali).

In particolare, per le opere complementari, è utilizzato il criterio di intervento “a guasto”, che consiste nella sostituzione degli elementi danneggiati.

Gli interventi di manutenzione vengono decisi in base al raffronto fra le prestazioni offerte dall’elemento in questione, così come sono accertate e rilevate in fase di ispezione, e i livelli minimi di prestazione richiesti per il corretto e funzionale esercizio, tenendo conto della velocità dell’evoluzione del degrado, per ottenere il massimo dell’economia di gestione. Ciò si esplica attraverso le seguenti attività:

- 1 - rilevamento dello stato di conservazione (ispezione);
- 2 - interpretazione dell’evoluzione del degrado rispetto a controlli precedenti (rielaborazione in base ai dati storici);
- 3 - valutazione del livello di degrado raggiunto e del degrado “atteso” ed individuazione delle relative necessità di intervento;
- 4 - programmazione degli interventi di manutenzione.

Nei paragrafi successivi sono descritte per le attività manutentive più ricorrenti le indicazioni tecniche principali.

3.1 Opere strutturali

3.1.1 Fondazioni

CONTROLLI

La realizzazione di fondazioni continue superficiali a travi rovesce gettate su un magrone dello spessore di 10cm entro uno scavo a sezione ristretta non presenta particolari problemi dal punto di vista manutentivo.

L’ispezione del manufatto deve individuare:

- 1 - il controllo dello stato delle armature identificando eventuali fenomeni di corrosione;
- 2 - il controllo dell’integrità del calcestruzzo;

3 - individuazioni di eventuali fessurazioni o cedimenti che possano rappresentare pericoli per la sicurezza e la incolumità di persone e cose.

MANUTENZIONE

Applicazione di vernici passivanti e sigillatura di eventuali cavillature da ritiro con idoneo materiale.

3.1.2 Strutture in calcestruzzo fuori terra

CONTROLLI

L'ispezione dei manufatti in cls deve individuare e quantificare il livello di degrado raggiunto dalle strutture. In

particolare si rilevano anomalie ricorrenti quali:

- 1 - Presenza di ruggine
- 2 - Ripristini ammalorati
- 3 - Presenza di sali
- 4 - Porosità del cls
- 5 - Dilavamento
- 6 - Presenza di vespai
- 7 - Rigonfiamenti del cls
- 8 - Sgretolamento del cls
- 9 - Lesioni
- 10 - Permeazione
- 11 - Stillicidi
- 12 - Ferri a vista
- 13 - Distacchi
- 14 - Lesioni passanti

MANUTENZIONE

In assenza di eventi eccezionali, la manutenzione periodica riguarda sostanzialmente il ripristino superficiale dei calcestruzzi e la verniciatura protettiva degli stessi.

Il primo tipo di intervento consiste nella ricostruzione localizzata dei copriferri eventualmente danneggiati, previa sabbiatura, protezione delle armature esposte e rattivatura delle superfici.

Il secondo tipo di intervento consiste nella protezione generalizzata del cls, con funzione di rallentare il fenomeno di carbonatazione.

E' compresa nelle operazioni di manutenzione la stuccatura di eventuali lesioni che dovessero manifestarsi sulle strutture in calcestruzzo.

3.1.3 Strutture solai laterocemento e solette in c.a.

CONTROLLI

L'ispezione dei manufatti in cls e laterocemento dei solai deve individuare e quantificare il livello di degrado raggiunto dalle strutture. In particolare si rilevano anomalie ricorrenti quali:

- 1 - Presenza di ruggine
- 2 - Ripristini ammalorati
- 3 - Presenza di sali
- 4 - Porosità del cls
- 5 - Dilavamento
- 6 - Presenza di vespai
- 7 - Rigonfiamenti del cls
- 8 - Sgretolamento del cls
- 9 - Lesioni
- 10 - Permeazione
- 11 - Stillicidi
- 12 - Ferri a vista
- 13 - Distacchi
- 14 - Lesioni passanti

MANUTENZIONE

In assenza di eventi eccezionali, la manutenzione periodica riguarda sostanzialmente il ripristino superficiale dei calcestruzzi e la verniciatura protettiva degli stessi.

Il primo tipo di intervento consiste nella ricostruzione localizzata dei copriferrì eventualmente danneggiati, previa sabbiatura, protezione delle armature esposte e rattivatura delle superfici.

Il secondo tipo di intervento consiste nella protezione generalizzata del cls, con funzione di rallentare il fenomeno di carbonatazione.

E' compresa nelle operazioni di manutenzione la stuccatura di eventuali lesioni che dovessero manifestarsi sulle strutture dei solai.

4. PROGRAMMA DI MANUTENZIONE

Al fine di una corretta gestione della struttura gli interventi di manutenzione dovranno seguire delle scadenze e dei programmi temporali.

Il programma di manutenzione si articola in tre sottoprogrammi, relativi alle prestazioni, ai controlli ed agli interventi di manutenzione.

Si prevede un sistema di controlli che aggiorni e verifichi il programma attualmente previsto.

4.1 Sottoprogramma delle prestazioni

Prende in esame le prestazioni fornite dal bene e dalle sue parti nel corso del suo ciclo di vita.

Si prevede il decadimento delle prestazioni fornite da ciascun elemento nel tempo secondo leggi variabili da opera ad opera ed in funzione dell'aggressività ambientale, dei carichi. Le ispezioni a cadenza periodica rilevano i parametri necessari a definire il livello prestazionale raggiunto dagli elementi in esame ed a definire le eventuali necessità manutentive.

SOTTO PROGRAMMA PRESTAZIONI			
DESCRIZIONE	OGGETTO	PRESTAZIONI RICHIESTE	CICLO DI VITA UTILE (anni)
Opere strutturali	Fondazioni	Resistenza meccanica, durabilità e funzionalità	50
Opere strutturali	Strutture in cls armato fuori terra	Resistenza meccanica, durabilità e funzionalità	50

4.2 Sottoprogramma controlli sulle strutture

Il sottoprogramma ispezioni definisce il programma delle verifiche e dei controlli al fine di rilevare il livello prestazionale (qualitativo e quantitativo) nei successivi momenti della vita del bene, individuando la dinamica della caduta delle prestazioni aventi come estremi il valore di collaudo e quello minimo di norma.

La maggiore difficoltà che si incontra è stabilire a priori l'andamento nel tempo del degrado delle opere in quanto questo dipende da svariati fattori come la qualità dell'esecuzione e dei materiali, l'intensità delle azioni, sia ambientali (chimico-fisiche) che meccaniche (il traffico), fattori dei quali solo una certa quota parte può essere conosciuta e valutata al momento del progetto.

Il sottoprogramma ispezioni indica quali controlli effettuare e con quale frequenza.

SOTTOPROGRAMMA CONTROLLI				
DESCRIZIONE CONTROLLO VISITA	ISPETTIVA	APPROFON DITA	VISITA ISPETTIVA DI SORVEGLIANZA	RILIEVO STRUMENTALE
Fondazioni	Controllo, delle condizioni del calcestruzzo; eventuali fenomeni di fessurazioni e carbonatazione	Quinquennale	Triennale	Quinquennale
Strutture in c.a. fuori terra	Controllo dello stato di degrado delle strutture gettate in opera. Controllo di eventuali fenomeni di fessurazioni e carbonatazione nella zona in prossimità delle pareti in c.a. e dei pilastri. Individuazioni di eventuali anomalie che possano rappresentare pericoli per la sicurezza e la incolumità di persone e cose	Quinquennale	Triennale	Quinquennale

4.3 Sottoprogramma manutenzioni

Riporta in ordine temporale i differenti interventi di manutenzione, al fine di fornire le informazioni per una corretta conservazione del bene.

In accordo con l'approccio manutentivo prescelto, le attività sotto-elencate rientrano nei criteri d'intervento "a vita sicura" (con la definizione di intervalli temporali) o "a guasto" (l'intervento è conseguente al danneggiamento dell'elemento considerato).

SOTTOPROGRAMMA MANUTENZIONI			
DESCRIZIONE	TIPOLOGIA INTERVENTO	PROGRAMMAZIONE	ESTENSIONE INTERVENTO
Fondazioni	Eventuali interventi di ripristino	Occorrenza	Parti degradate

	strutturale e sigillatura di eventuali fessure con idoneo materiale plastico		
Strutture in c.a. fuori terra	Eventuali interventi di ripristino strutturale e sigillatura di eventuali fessure con idoneo materiale plastico	Occorrenza	Parti degradate

Il Committente

Il progettista delle strutture

Il Direttore dei Lavori