



NUOVA PISTA CICLABILE

via Padana Superiore



STUDIO GIZETA

**PROG. ARCHITETTONICA | STRUTTURE
IMP. MECCANICI | SICUREZZA**

ING. ALBERTO ZANCHI

VIA PONTESECCO 7 | 24010 PONTERANICA BG
TEL. 035 57 45 18
www.studiogizeta.it - info@studiogizeta.it

FASE:
PROGETTO ESECUTIVO

DISCIPLINA:
STRUTTURE

TAVOLA:
RELAZIONE STRUTTURALE

SCALA:
-

CODICE ELABORATO:
PC ES STR REL 001
PROGETTO FASE DISCIPLINA CATEGORIA NUMERO

Revisioni

Rev.	Data	Oggetto
1	06/03/2026	Progetto esecutivo

cod. int. PC.ES.STR.REL.001

Scala: -

INDICE

PREMESSA

1. ANALISI STRUTTURALE

- 1.1. Quadro normativo di riferimento
- 1.2. Indagini geologiche e geotecniche
- 1.3. Vita nominale dell'opera
- 1.4. Definizione dei parametri meccanici
- 1.5. Caratterizzazione dei materiali
- 1.6. Azioni sulla costruzione

2. PONTE CICLOPEDONALE

- 2.1. Analisi e modellazione della struttura
- 2.2. Verifiche elementi strutturali in C.A.
 - 2.2.1. Verifiche FONDAZIONI
 - 2.2.2. Verifiche MURI
 - 2.2.3. Verifiche SOLAIO

PREMESSA

La presente relazione strutturale è parte integrante del progetto per la realizzazione di un nuovo tratto di pista ciclabile nel comune di Mozzanica, posto a lato di via Padana Superiore. (strada provinciale 11), in particolare riguarda la realizzazione di un ponte ciclabile per superare il dislivello dovuto alla presenza di un piccolo torrente.

Tutti i calcoli e le verifiche sono condotti in accordo con le normative di seguito elencate, il riferimento normativo di base è il D.M. 2018 del 17/01/2018 integrato con la circolare applicativa 17/01/2019. Il metodo di calcolo utilizzato per le verifiche è quello agli stati limite.

Le prestazioni della struttura e le condizioni per la sua sicurezza sono state individuate nel rispetto delle prescrizioni normative.

1. ANALISI STRUTTURALE

1.1. Quadro normativo di riferimento

Le fasi di verifica della struttura verranno condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista.

Complessivamente le normative assunte come riferimento nelle verifiche sono state le seguenti:

- Circolare ministeriale 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018;
- D.M. 17 gennaio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni - NTC 2018".

In aggiunta alla normativa nazionale viene di seguito elencata la normativa regionale in ambito sismico:

- D.G.R. 11 luglio 2014, n. X/2129 aggiornamento della classificazione sismica dei comuni lombardi;
- Legge Regionale 12 ottobre 2015, n. 33 "Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche";
- D.G.R. 30 marzo 2016, n. X/5001 "Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica", tali normative hanno definito le nuove procedure di autorizzazione e di deposito per tutte le zone.

1.2. Indagini geologiche e geotecniche

Sulla base della relazione geologica redatta dal geologo Alessandro Ratazzi, al sito in esame è stata attribuita la categoria di sottosuolo di riferimento **C** e il coefficiente di categoria topografica **T1**.

Per ulteriori approfondimenti si rimanda alla relazione geologica allegata.

1.3. Vita nominale dell'opera

Con riferimento alla tabella 2.4.I. delle "NTC2018" si identifica la "vita nominale" dell'opera strutturale $VN \geq 50$ anni (Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari).

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_n per diversi tipi di opere

Classe d'uso

Il punto 2.4.2 delle NTC 2018 prevede la suddivisione in 4 classi d'uso dei fabbricati.

Classe I - Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli;

Classe II - Costruzioni con normali affollamenti senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti nelle classi III o IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi conseguenze rilevanti;

Classe III - Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti nella classe IV. Ponti e reti viarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso;

Classe IV - Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente.

L'edificio in oggetto rientra nella classe d'uso **III** in quanto edificio "NON" di interesse strategico, così come definito dal Comune di Brugherio.

Periodo di riferimento

Il "periodo di riferimento per l'azione sismica" (punto 2.4.3 delle "NTC18"), considerato che il coefficiente d'uso nel caso in esame vale $CU = 1,5$ (tabella 2.4.II delle "NTC18"), si determina mediante la relazione $VR = VN \cdot CU = 50 \cdot 1,5 = 75$ anni.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso CU

Tipo di costruzione 2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari

Vn Default (50)

Classe d'uso III

Località: Bergamo, Mozzanica
 Latitudine ED50 45,477° (45° 28' 37")
 Longitudine ED50 9,6903° (9° 41' 25")
 Altitudine s.l.m. 103 m

Vr Default (75)

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(s)
SLO	Default (81)	45	Default (0,0385)	Default (2,467)	Default (0,216)
SLD	Default (63)	75	Default (0,0502)	Default (2,429)	Default (0,239)
SLV	Default (10)	712	Default (0,1312)	Default (2,451)	Default (0,277)
SLC	Default (5)	1462	Default (0,1684)	Default (2,489)	Default (0,284)

Adeguamento edificio esistente

Percentuale di adeguamento (%) 100

Parametro percentuale di adeguamento Tr

1.4. Definizione dei parametri meccanici

Nelle verifiche di vulnerabilità sismica condotte, in aderenza alle NTC 2008, si è utilizzata la metodologia di verifica agli Stati Limite.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza espresso dalla equazione formale:

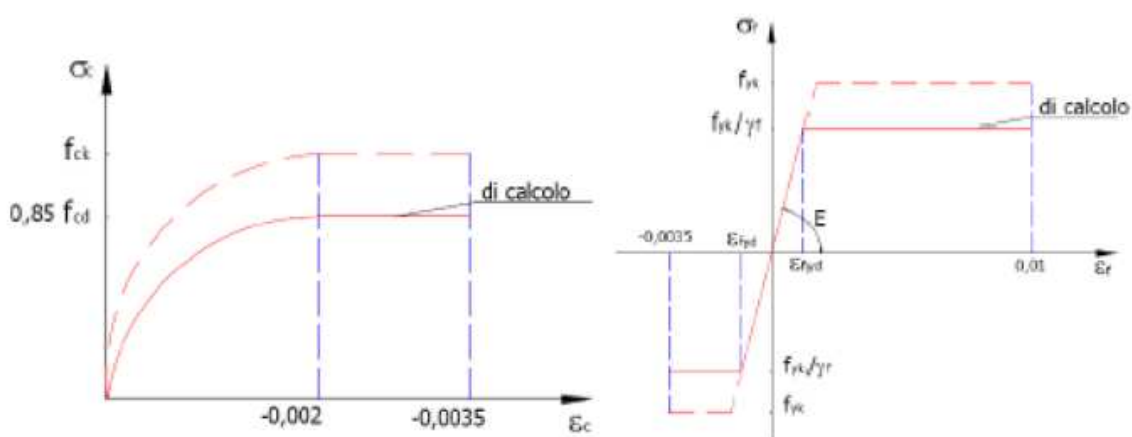
$$R_d \geq E_d$$

dove:

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$ delle azioni come indicato nel § 2.5.3, o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$.

Si sono pertanto impiegati i legami costitutivi classici della Tecnica delle Costruzioni per la caratterizzazione del comportamento del conglomerato cementizio e dell'acciaio, ed in particolare per il primo l'uso di un legame parabola rettangolo sino ad una deformazione ultima del 3,5 per mille mentre per il secondo un legame elastico perfettamente plastico fino alla deformazione ultima del 10 per mille così come riportato nella figura seguente.



Legami costitutivi del calcestruzzo e dell'acciaio impiegati nelle verifiche

1.5. Caratterizzazione dei materiali

Calcestruzzo classe C28/35

Utilizzato per fondazioni, muri, travi e solai con le seguenti caratteristiche:

con le seguenti caratteristiche:

Resist. caratt. cilindrica a 28 giorni: $f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$

Resist. caratt. cubica a 28 giorni: $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$

Resist. di calcolo a compressione: $f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \times 28 / 1,5 = 15,87 \text{ N/mm}^2$

$\alpha_{cc} = 0,85$ (coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata)

$\gamma_c = 1,5$ (coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo)

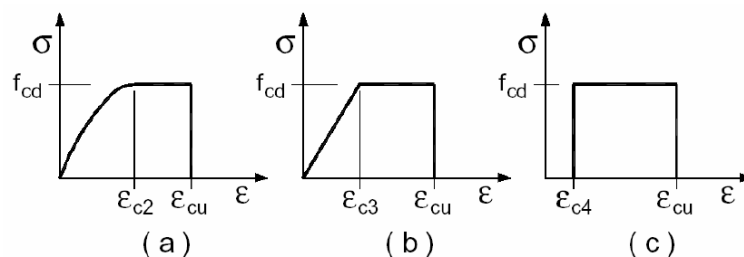
Resist. media a trazione: $f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} = 0,30 \times 28^{2/3} = 2,76 \text{ N/mm}^2$ (per classi < C55/60)

Modulo elastico: $E = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0,3} = 32308 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente di Poisson: ν a seconda dello stato di sollecitazione si può assumere compreso tra 0 (cls fessurato) e 0,2 (cls non fessurato)

Peso specifico: $\rho_{g,k} = 25,0 \text{ kN/m}^3$ (calcestruzzo armato)

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.1 del D.M. 17 gennaio 2018; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta è stato adottato il modello riportato in a), mentre per le verifiche degli elementi a pressoflessione deviata è stato adottato il diagramma tipo a)



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

CLASSE DI RESISTENZA:

Si riportano di seguito i valori di resistenza relativi a:

-Calcestruzzo classe C28/35

utilizzato per fondazioni, muri, travi e solai.

Classe	Rck	fck	0,83 Rck	Diff %
C8/10	10	8	8,30	3,75%
C12/15	15	12	12,45	3,75%
C16/20	20	16	16,60	3,75%
C20/25	25	20	20,75	3,75%
C25/30	30	25	24,90	-0,40%
C28/35	35	28	29,05	3,75%
C32/40	32	40	33,20	3,75%
C35/45	45	35	37,35	6,71%
C40/50	50	40	41,50	3,75%
C45/55	55	45	45,65	1,44%
C50/60	60	50	49,80	-0,40%

Tra i due valori esiste la seguente relazione:

$$f_{ck} = 0,83 R_{ck} \text{ (per } H/D \geq 2)$$

Classi di resistenza a compressione per calcestruzzo normale e pesante		
Classe di resistenza a compressione	Resistenza caratteristica cilindrica minima $f_{ck,cyl}$ [N/mm ²]	Resistenza caratteristica cubica minima $f_{ck,cube}$ [N/mm ²]
C8/10	8	10
C12/15	12	15
C16/20	16	20
C20/25	20	25
C25/30	25	30
C30/37	30	37
C35/45	35	45
C40/50	40	50
C45/55	45	55
C50/60	50	60

Classi di resistenza dei calcestruzzi															Relazione analitica/Spiegazione
$f_{ck,cyl}$ (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln [1 + (f_{cm}/10)] > C50/60$
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0,05} = 0,7 \cdot f_{ctm}$ frattile 5%
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0,95} = 1,3 \cdot f_{ctm}$ frattile 95%
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22 \cdot [(f_{cm}/10)]^{0,3}$ (f_{cm} in MPa)

CLASSE SI CONSISTENZA AL GETTO:



Classe di consistenza	Abbassamento(mm)	Denominazione corrente	Applicazioni
S1	da 10 a 40	UMIDA	vibrofinitrici
S2	da 50 a 90	PLASTICA	casseri rampanti
S3	da 100 a 150	SEMIFLUIDA	scivoli e tetti
S4	da 160 a 210	FLUIDA	strutture debolmente armate
S5	> di 210	SUPERFLUIDA	strutture fortemente armate, getti orizzontali

Viene prescritto di utilizzare una classe di consistenza S4.

DIAMETRO MASSIMO DELL'AGGREGATO:

Requisiti granulometrici.

TIPO DI AGGREGATO	PASSANTE A D (%)	TRATTENUTO A D (%)	PASSANTE A d (%)
Aggregato grosso $D > 11.2\text{mm}$ e $D/d > 2$	90 - 99	10 - 1	0 - 15
Aggregato grosso $D \leq 11.2\text{mm}$ e $D/d \leq 2$	85 - 99 80 - 99	15 - 1 20 - 1	0 - 20 0 - 20
Aggregato fine $D \leq 4\text{mm}$ e $d = 0$	85 - 99	15 - 1	-
Naturale 0/8 $D = 8\text{mm}$ e $d = 0$	90 - 99	10 - 1	-
Misto $D = 45\text{mm}$ e $D = 0$	90 - 99	10 - 1	-
Filler	Passante a 2mm 100	Passante a 0.125mm Da 85 a 100	Passante a 0.063mm Da 70 a 100

Viene prescritto di utilizzare un diametro di aggregato massimo pari a 25 mm.**CLASSE DI ESPOSIZIONE:**

Si prescrivono le seguenti classe di esposizione:

- per le fondazioni e i muri in elevazione del piano interrato: XC2;
- per travi, solai, pilastri e pareti: XC3.

Classe di esposizione:

FIGURA 2.1

Denominazione della Classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco		
XO	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo e disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.
2 Corrosione indotta da carbonatazione		
Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immersa in acqua.
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.
XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzo a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non compresa nella classe XC2.
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare		
XD1	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenente cloruri (piscine).
XD3	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.

FIGURA 2.2

	Classi di esposizione																			
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione			Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico					
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti			XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	
Massimo rapporto a/c	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	
Minima classe di resistenza*)	C12/15	C25/30	C28/35	C32/40	C32/40	C32/40	C35/45	C28/35	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30	C28/35	C28/35	C32/40	C35/45	C28/35	C32/40	C35/45	
Minimo contenuto di cemento (kg/m³)	-	300	320	340	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360	
Contenuto minimo in aria (%)															3,0 ^{a)}					
Altri requisiti																	Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo		È richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati ^{b)}	

*) Nel prospetto 7 della UNI EN 206-1 viene riportata la classe C8/10 che corrisponde a specifici calcestruzzi destinati a sottofondazioni e ricoprimenti. Per tale classe dovrebbero essere definite le prescrizioni di durabilità nei riguardi di acque o terreni aggressivi.

a) Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI 7087, per la relativa classe di esposizione.

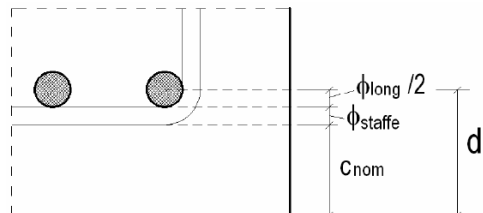
b) Qualora la presenza di solfati comporti le classi di esposizione XA2 e XA3 è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156.

Prospetto 4 estratto dalla UNI 11104 in cui vengono elencati i requisiti minimi del calcestruzzo per ciascuna classe di esposizione ambientale.

COPRIFERRO NOMINALE:

Le caratteristiche del calcestruzzo dettate dalla norma UNI 11104 valgono soltanto se il copriferro è valutato correttamente in fase progettuale e, ovviamente, garantito in fase esecutiva.

L'EC 2 definisce COPRIFERRO NOMINALE (c_{nom}) la distanza tra la superficie dell'armatura più esterna e la faccia del calcestruzzo più prossima. Tale valore non va confuso con il parametro (d') utilizzato nei calcoli per la definizione dell'altezza utile della sezione (d).



Schema tipo per il calcolo del copriferro.

Il c_{nom} , che va indicato obbligatoriamente nei disegni esecutivi, è così definito:

$$c_{nom} [mm] = c_{min} + \Delta c = \max (c_{min,b}; c_{min,dur}; c_{min,fuoco}) + 5 \div 10$$

dove:

- c_{min} = copriferro minimo per soddisfare i requisiti di aderenza, durabilità ed eventuale resistenza al fuoco; esso corrisponderà al maggiore dei tre valori;
- Δc = tolleranza di posizionamento delle armature, pari a 10 mm (si può assumere un valore di 5 mm quando si opera in regime di "garanzia di qualità", che prevede un'accurata verifica in opera degli spessori effettivi del copriferro, nonché del corretto posizionamento delle armature);
- $c_{min,b} = \varnothing \sqrt{n_b}$ = copriferro minimo per garantire l'aderenza, pari al diametro per il numero di barre nel caso di eventuali gruppi di barre;
- $c_{min,fuoco}$ = garantisce la resistenza all'incendio (gli spessori sono riportati in EN 1992-1-2 e nel recente DM 16/02/07);
- $c_{min,dur}$ = copriferro minimo per garantire la durabilità dell'opera, definito dalle classi di esposizione.

Nella tabella seguente sono riassunti i valori dei prospetti 4.4N e 4.5N dell'EC2, che si riferiscono a strutture con vita utile di 50 e 100 anni.

CLASSI DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE	SPESSORE MINIMO DI COPRIFERRO ($c_{min,dur}$)			
	VITA UTILE 50 ANNI		VITA UTILE 100 ANNI	
	C.A.	C.A.P.	C.A.	C.A.P.
X0	10	10	20	20
XC1	15	25	25	35
XC2, XC3	25	35	35	45
XC4	30	40	40	50
XS1, XD1	35	45	45	55
XS2, XD2	40	50	50	60
XS3, XD3	45	55	55	65

Spessori minimi del copriferro per garantire la durabilità secondo i prospetti 4.4N e 4.5N dell'EC 2:2005.

Nel caso di calcestruzzi a contatto con superfici irregolari, i valori del c_{\min} debbono essere incrementati per tener conto delle maggiori tolleranze di esecuzione previste. L'incremento è proporzionale all'entità delle prevedibili irregolarità.

Nel caso specifico verrà utilizzato un copriferro pari a 35 mm.

Acciaio d'armatura B450C (barre):

Caratteristiche tecniche:

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$

Limiti di accettazione: $425 \leq f_y \leq 450 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$

Allungamento percentuale a rottura: $A_{gt} \geq 6,0\%$

Piegamento e Raddrizzamento: assenza di cricche

Coefficiente parziale di sicurezza: $\gamma_s = 1,15$

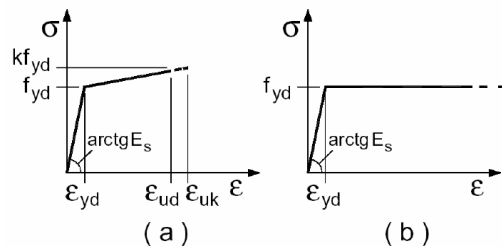
Resistenza di calcolo: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1,15 = 391,30 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico normale: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente di Poisson: $\nu = 0,3$

Modulo elastico tangenziale: $G = E / [2 \times (1 + \nu)] = 210000 / [2 \times (1 + 0,3)] = 80769 \text{ N/mm}^2$

Peso specifico: $\rho_{g,k} = 78,5 \text{ kN/m}^3$



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione dell'acciaio.

MATURAZIONE DEL CALCESTRUZZO

Dopo la messa in opera e la compattazione, il calcestruzzo deve essere maturato e protetto dall'essiccamento in modo da:

- evitare modifiche dell'idratazione del cemento;
- ridurre il ritiro in fase plastica e nella fase iniziale dell'indurimento (1-7gg);
- far raggiungere un'adeguata resistenza meccanica alla struttura;
- ottenere un'adeguata impervietà, compattezza e durabilità della superficie;
- migliorare la protezione nei riguardi delle condizioni climatiche (temperatura, umidità, ventilazione) e/o danni di tipo meccanico;
- evitare vibrazioni, impatti, o danneggiamenti sia alla struttura che alla superficie, ancora in fase di indurimento.

La maturazione comprende i processi durante i quali il calcestruzzo fresco sviluppa gradualmente le sue proprietà per effetto della progressiva idratazione del cemento. La velocità di idratazione dipende dalle condizioni climatiche d'esposizione e dalle modalità di scambio d'umidità e calore tra il calcestruzzo e l'ambiente. Per consentire una corretta maturazione è necessario mantenere costantemente umida la struttura realizzata.

L'appaltatore è responsabile della corretta esecuzione della maturazione, che potrà essere tenuta sotto controllo mediante:

- la permanenza entro casseri del conglomerato (almeno 3 giorni salvo prescrizioni specifiche del calcestruzzo);
- l'applicazione, sulle superfici libere, di specifici film di protezione mediante la distribuzione nebulizzata di additivi stagionanti (agenti di curing);
- l'irrorazione continua del getto con acqua nebulizzata;
- la copertura delle superfici del getto con fogli di polietilene, sacchi di iuta o tessuto non tessuto mantenuto umido in modo che si eviti la perdita dell'acqua di idratazione;
- la creazione attorno al getto, con fogli di polietilene od altro, di un ambiente mantenuto saturo di umidità;
- la creazione, nel caso di solette e getti a sviluppo orizzontale, di un cordolo perimetrale (in sabbia od altro materiale rimovibile) che permetta di mantenere la superficie ricoperta da un costante velo d'acqua.

I prodotti filmogeni di protezione non possono essere applicati lungo i giunti di costruzione, sulle riprese di getto o sulle superfici che devono essere trattate con altri materiali.

Al fine di assicurare alla struttura un corretto sistema di maturazione in funzione delle condizioni ambientali, della geometria dell'elemento e dei tempi di disarmo e rimozione delle casseforme previsti, l'appaltatore, previa informazione alla direzione dei lavori, deve eseguire accurate verifiche di cantiere che assicurino l'efficacia delle misure di protezione adottate.

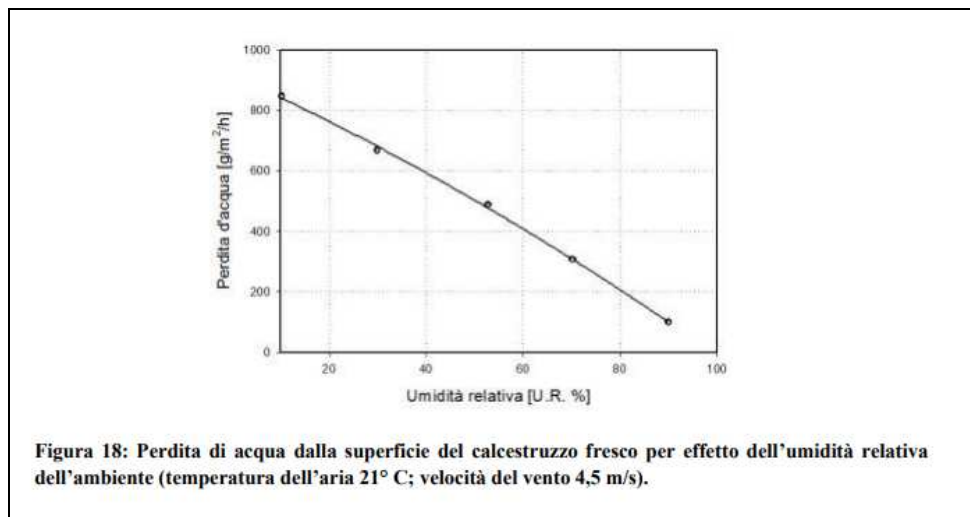
La durata della maturazione protetta dei getti deve essere garantita dai 3 ai 7 giorni consecutivi.

Si definisce "ordinaria" la maturazione del calcestruzzo che avviene a temperatura ambiente (5-32°C) con esclusione d'ogni intervento esterno di riscaldamento o raffreddamento. Per contro, si definisce maturazione "accelerata" quella che si effettua con sistemi di maturazione ad alta temperatura e/o in particolari condizioni d'umidità e pressione. La maturazione accelerata è utilizzata prevalentemente nella prefabbricazione,

permette di ottenere rapidamente le resistenze operative necessarie a movimentare o installare i manufatti. La presa e l'indurimento del calcestruzzo richiedono la disponibilità di un'adeguata quantità d'acqua. L'acqua che è presente nel calcestruzzo fresco, all'atto del getto, deve rimanere disponibile fino a quando il volume iniziale dell'acqua e del cemento non è sostituito dai prodotti d'idratazione. L'idratazione del cemento progredisce solamente se la tensione di vapore dell'acqua contenuta nei pori è prossima al valore di saturazione ($UR > 90\%$). Le miscele con un basso contenuto in acqua, possono richiedere, nel corso della maturazione, un apporto esterno d'acqua. La sensibilità del calcestruzzo nei riguardi della maturazione può dipendere:

- dalla temperatura del calcestruzzo: la velocità d'indurimento a 35°C è doppia di quella che si sviluppa a 20°C che, a sua volta, è doppia di quella che si ha a 10°C ;
- dalle condizioni ambientali esterne: umidità relativa, temperatura e velocità del vento.

Il tipico effetto dell'umidità relativa dell'ambiente sulla perdita d'acqua dal calcestruzzo, poco dopo il getto, è illustrato in Figura 18 (i valori sono stati rilevati a temperatura dell'aria 21°C e velocità del vento $4,5\text{ m/s}$)



La durata della maturazione "umida" condiziona lo sviluppo delle resistenze meccaniche. In genere la resistenza dei provini esposti sempre all'aria è molto inferiore rispetto a quella degli stessi provini mantenuti in ambiente saturo d'umidità. La temperatura elevata del calcestruzzo e dell'ambiente, favorisce, la perdita d'acqua dei getti per evaporazione ma aumenta la velocità di reazione e quindi il grado d'idratazione nel tempo del cemento. In Figura 19 è rappresentato il tipico effetto della temperatura dell'aria sulla perdita d'acqua del calcestruzzo fresco, con umidità relativa dell'aria 70% e velocità del vento $4,5\text{ m/s}$.

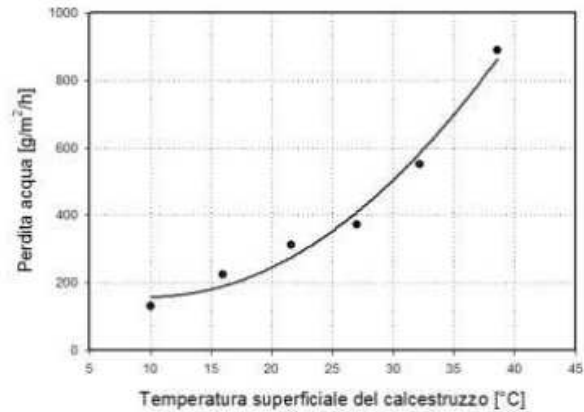


Figura 19: Perdita di acqua del calcestruzzo poco dopo il getto (umidità relativa dell'aria 70%; velocità del vento 4,5 m/s) per effetto della temperatura.

La temperatura elevata richiede una corretta maturazione umida del getto, anche se i tempi necessari per raggiungere le resistenze prescritte sono più brevi. La temperatura di maturazione elevata incrementa la resistenza meccanica a breve termine ma può penalizzare quella finale (a lungo termine), a causa di un'idratazione meno completa del cemento. La Figura 20 indica l'influenza della velocità del vento sulla perdita d'acqua dalla superficie del calcestruzzo.

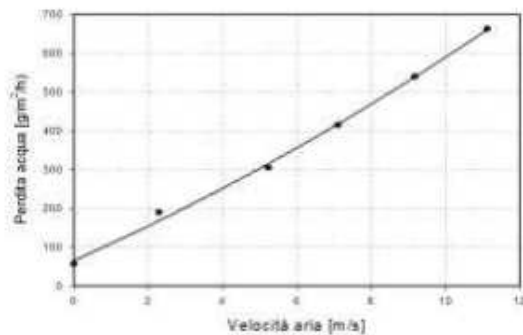


Figura 20: Perdita di acqua del calcestruzzo fresco (umidità relativa 70%; temperatura 21° C) per effetto della velocità del vento.

PROCEDURA DI POSA IN OPERA DEL CALCESTRUZZO

La fornitura del calcestruzzo dal mezzo di trasporto al punto di scarico può essere effettuata mediante autobetoniera oppure mediante pompa. Il mezzo di consegna deve essere scelto tenendo in considerazione le caratteristiche del calcestruzzo allo stato fresco, l'elemento da realizzare e di altre informazioni riguardanti la logistica del cantiere quali la distanza tra il punto d'arrivo del mezzo e quello di getto, le condizioni climatiche, la conformazione delle casseforme e del cantiere, le attrezzature di compattazione disponibili e la durata, ovvero il tempo, prevista del ciclo di messa in opera del calcestruzzo. Tali informazioni devono essere fornite dall'impresa esecutrice al produttore di calcestruzzo. Nel caso delle autobetoniere, queste sono

generalmente attrezzate con canalette che consentono la distribuzione diretta del calcestruzzo entro il raggio d'alcuni metri. L'uso della canaletta è idoneo solo nel caso di calcestruzzi aventi classe di lavorabilità S4 – S5, oppure nel caso di calcestruzzi autocompattanti (SCC). Al fine di ottenere una corretta messa in opera, la canaletta deve avere pendenza e lunghezza compatibili con la classe di consistenza del calcestruzzo. E' opportuno che, per proteggere il calcestruzzo dal rapido essiccamento, la canaletta sia protetta dal vento e dal sole. Per evitare la segregazione del calcestruzzo, all'atto dello scarico l'impresa esecutrice predispone una idonea tramoggia che accompagni la discesa del calcestruzzo in direzione verticale. La segregazione è infatti provocata non tanto dalla lunghezza della canaletta quanto dalla caduta libera del calcestruzzo alla sua estremità. Per motivi di sicurezza, le canalette delle autobetoniere devono essere opportunamente vincolate in modo da evitare gli spostamenti laterali. I sostegni della canaletta di cantiere devono essere idonei a sopportare il carico statico e dinamico del calcestruzzo. Durante le operazioni di getto, gli operatori dell'impresa esecutrice devono vietare lo stazionamento e il passaggio al di sotto della canaletta, ed indossare gli idonei DPI. Successivamente alla fornitura del calcestruzzo gli addetti all'autobetoniera procedono al lavaggio della stessa conservando, di prassi, nel tamburo del mezzo le acque di lavaggio. L'uso della pompa è anch'esso idoneo solo nel caso di calcestruzzi aventi classe di lavorabilità S4 – S5, oppure nel caso di calcestruzzi autocompattanti (SCC). Le pompe per calcestruzzo, in base alle loro caratteristiche, possono essere così classificate: - pompe su autocarro, o autocarrate. Rappresentano il tipo di pompa più comune; sono usate nei cantieri in cui il braccio idraulico ha sufficiente spazio per muoversi ed il punto di posa del calcestruzzo è ubicato entro 30-40 metri dalla pompa; - pompe su autobetoniera, o auto-beton-pompe. Hanno capacità ridotta sia in termini di portata sia di distanza di trasporto. Il loro impiego è dedicato ai cantieri di medio impegno. Spesso pompano il solo calcestruzzo trasportato dalla betoniera stessa, ma il loro impiego non comporta l'impegno di una macchina dedicata; - pompe carrellate. Sono usate in postazioni fisse, in grossi cantieri che richiedono frequenti pompaggi di consistenti quantitativi di calcestruzzo. Alla pompa sono collegati elementi di tubazione fissi e, in alcuni casi (grattacieli, alte pile di ponti, ecc.), alla loro estremità è collegato un braccio idraulico di distribuzione. Le pompe carrellate trovano impiego anche nei piccoli cantieri ove non c'è spazio sufficiente (es.: nei centri storici) per posizionare una pompa autocarrata e la benna della gru non è in grado di raggiungere i punti di getto. All'estremità della tubazione metallica di pompaggio generalmente è inserito un tubo flessibile che facilita la distribuzione del calcestruzzo entro le casseforme, ma che, di contro, induce ad una maggiore perdita di carico rispetto a quello metallico. Per motivi di sicurezza si deve evitare di sottoporre la tubazione flessibile a curve strette, ponendo attenzione ai possibili repentini scuotimenti dovuti ad aumenti della pressione di pompaggio. Anche le tubazioni fisse devono essere disposte dal lavoratore dell'impresa esecutrice secondo un tracciato il più lineare possibile, evitando la formazione di curve strette. Per evitare pericolose espulsioni di calcestruzzo dovute a cedimenti delle tubazioni in pressione, è necessario che l'impresa fornitrice verifichi sistematicamente lo stato delle tubazioni e, in modo particolare, il loro stato di usura, nonché il corretto fissaggio degli elementi di congiunzione. Nella stagione estiva è bene proteggere le tubazioni dall'esposizione diretta ai raggi solari in modo da limitarne il riscaldamento. Affinché l'operazione di pompaggio possa procedere in modo soddisfacente, è necessario che l'impasto sia alimentato in modo continuo, risulti uniforme, di buona qualità, omogeneamente mescolato e correttamente dosato, con aggregati di adeguato assortimento granulometrico.

È buona norma prevedere un diametro massimo dell'aggregato non eccedente un quarto del diametro della tubazione e non maggiore di 32 mm. Il calcestruzzo, spinto dal movimento alterno dei pistoni, deve poter fluire nelle tubazioni senza contraccolpi, in modo continuo. Nel caso in cui, a seguito delle esigenze di posa in opera, sia necessario interrompere il pompaggio, per impedirne l'intasamento, l'operatore della pompa opera brevi ed alterni movimenti di spinta ed aspirazione del calcestruzzo. Dopo 10 ÷ 20 minuti d'interruzione, in relazione alla temperatura dell'ambiente, è necessario che l'operatore pompista effettui la pulizia del sistema. Il lavoratore dell'impresa fornitrice deve evitare l'impiego della pompa in caso di velocità del vento superiore ai limiti imposti dal fabbricante nel manuale d'uso e manutenzione. Il dirigente/preposto o un incaricato dell'impresa esecutrice dei lavori deve, inoltre, vietare la sosta nei pressi del canale di getto nella fase iniziale del getto stesso e non consentire la sosta e il passaggio nelle immediate vicinanze delle tubazioni poiché la pressione di alimentazione può provocare forti oscillazioni e spostamenti, con conseguente rischio di urti e colpi violenti. Deve, inoltre, verificare che il lavoratore addetto alla tubazione non lasci mai incustodito il terminale di gomma della pompa per prevenire eventuali contraccolpi dovuti a variazioni interne nella pressione di erogazione. Nell'eventualità di intasamento della tubazione di getto, il lavoratore dell'impresa fornitrice deve effettuare la manovra di disintasamento allontanando la parte terminale della tubazione dagli addetti alla posa, per evitare le conseguenze derivanti da un eventuale "colpo di frusta", causato dalla pressione immessa. A parità di portata, per il pompaggio dei calcestruzzi autocompattanti, si deve prevedere una maggiore pressione di quella necessaria al pompaggio dei calcestruzzi ordinari; per non sovraccaricare la pompa è opportuno ridurre la velocità di flusso aumentando la sezione dei tubi.

Movimentazione del calcestruzzo

La distribuzione del calcestruzzo può essere effettuata mediante benna o nastro trasportatore. Come per la fornitura, anche in questo caso, la scelta del mezzo di movimentazione è funzione delle peculiarità dell'opera e in particolare delle caratteristiche del calcestruzzo allo stato fresco, dell'elemento da realizzare, della distanza tra il punto d'arrivo del mezzo e quello di getto, delle condizioni climatiche, della conformazione delle casseforme e del cantiere, delle attrezzature di compattazione disponibili e della velocità d'avanzamento prevista.

La benna o "secchione" permette di movimentare quantità ridotte di calcestruzzo in punti dislocati in modo disperso nella struttura in costruzione. Questa soluzione è preferibile nei casi in cui l'impresa esecutrice operi a quote elevate rispetto al piano di consegna del calcestruzzo e sia installata una gru. La gru permette di distribuire in modo efficace il calcestruzzo entro un ampio raggio d'azione in virtù della capacità dei movimenti traslatori orizzontali, verticali e rotazionali. I limiti di questo sistema di movimentazione sono la portata ed i vincoli della gru.

Le specifiche del calcestruzzo idoneo ad essere movimentato mediante benna riguardano sostanzialmente la classe di consistenza, che deve essere tale da far defluire il calcestruzzo dalla bocca senza segregare (classi S3, S4, S5).

Per distribuire il calcestruzzo entro le casseforme delle strutture verticali, evitando la caduta libera che provoca la segregazione, è consigliabile l'impiego di un tubo getto con tramoggia che, immerso nella

superficie del calcestruzzo fresco, ne permetta l'immissione dal basso o, in alternativa, l'applicazione alla bocca di scarico della benna di un tubo di gomma flessibile, avente diametro di 15÷20 cm e lunghezza tale da ridurre la caduta libera del calcestruzzo a meno di 50 cm. Tale metodologia di distribuzione del calcestruzzo implica l'immersione del tubo getto a distanze tra due punti adiacenti di scarico è in funzione della classe di consistenza del calcestruzzo e quindi è particolarmente importante per i calcestruzzi fluidi (classe di consistenza S4 secondo la norma UNI EN 206:2014) e per quelli autocompattanti (le Linee Guida Europee e la Norma UNI EN 206).

La distribuzione mediante nastro è condizionata dalle proprietà del calcestruzzo che non deve segregare, non deve essiccare in modo rilevante e non deve "aderire" al nastro. L'uso del nastro è, infatti, idoneo solo nel caso di calcestruzzi aventi classe di lavorabilità S1 – S2 (eventualmente anche S3). Il nastro di ritorno, ripulito mediante gli specifici raschia-nastro, deve rimanere liberato dalla malta o pasta cementizia. Per evitare la segregazione allo scarico è opportuno predisporre, all'estremità del nastro, una tramoggia che permetta lo scarico verticale.

Nel caso in cui sia necessario utilizzare più di un nastro, per evitare la segregazione, è opportuno inserire una tramoggia per trasferire il calcestruzzo da un nastro all'altro. Per salvaguardare l'omogeneità del calcestruzzo è necessario stabilire ed ottimizzare la velocità di traslazione e la pendenza del nastro.

Questo tipo di movimentazione è idonea per calcestruzzi di consistenza plastica (S3) o meno fluidi, senza limitazioni per la dimensione massima dell'aggregato

Operazioni di getto

Considerata l'importanza delle operazioni di getto, che riguardano la posa in opera del calcestruzzo e tutte le fasi relative, è necessario stabilire un programma di verifiche comprendenti: - il coordinamento con la Direzione Lavori, con il progettista, con i laboratori esterni per ispezioni, verifiche, prelievi di campioni e prove a piè d'opera; - il coordinamento con i fornitori e subappaltatori, con il dovuto anticipo, per la consegna del calcestruzzo delle caratteristiche prescritte; - nel caso di calcestruzzo preconfezionato, le istruzioni/ordini circa le prestazioni, il programma della fornitura, l'eventuale necessità della pompa con relative caratteristiche; - l'istruzione agli operatori per organizzare la messa in opera, compattazione e maturazione del calcestruzzo, in funzione dei volumi, delle sequenze e degli spessori dei getti, della distribuzione e compattazione del calcestruzzo, della protezione e maturazione della struttura, delle condizioni climatiche, nonché delle eventuali superfici di contatto. L'impresa esecutrice è tenuta a comunicare con dovuto anticipo al Direttore dei Lavori il programma dei getti indicando: il luogo di getto, la struttura interessata dal getto, la classe di resistenza e di consistenza del calcestruzzo. I getti dovrebbero avere inizio solo dopo che il Direttore dei Lavori ha verificato: - la preparazione e rettifica dei piani di posa; - la pulizia delle casseforme; - la posizione e corrispondenza al progetto delle armature e del copriferro; - la posizione delle eventuali guaine dei cavi di precompressione; - la posizione degli inserti (giunti, water stop, ecc.); - la stesura del disarmante sul rivestimento delle casseforme o l'umidificazione a rifiuto delle superfici assorbenti, quali tavole o pannelli multistrato di legno non trattato, dei rivestimenti delle casseforme.

Nel caso di getti contro terra è bene controllare che siano eseguite, in conformità alle disposizioni di progetto, le seguenti operazioni: la pulizia del sottofondo, la posizione di eventuali drenaggi, la stesa di

materiale isolante e/o di collegamento.

Lo scarico del calcestruzzo dal mezzo di trasporto nelle casseforme si effettua applicando tutti gli accorgimenti atti ad evitare la segregazione.

È opportuno che l'altezza di caduta libera del calcestruzzo fresco, indipendentemente dal sistema di distribuzione e getto, non ecceda 50-80 cm e che lo spessore degli strati orizzontali di calcestruzzo, misurato dopo la vibrazione, non sia maggiore di 30 cm.

Si deve evitare di scaricare il calcestruzzo in cumuli da stendere poi successivamente con l'impiego dei vibrator, in quanto questo procedimento può provocare l'affioramento della pasta cementizia e la segregazione. Per limitare l'altezza di caduta libera del calcestruzzo, è opportuno utilizzare un tubo di getto che rimanga sempre immerso nel calcestruzzo al fine di consentire al calcestruzzo di rifluire verso alto all'interno di quello precedentemente messo in opera.

Nei getti in pendenza è opportuno predisporre dei cordolini d'arresto atti ad evitare la formazione di lingue di calcestruzzo tanto sottili da non poter essere compattate in modo efficace.

Nel caso di getti in presenza d'acqua è opportuno:

- adottare gli accorgimenti atti ad impedire che l'acqua dilavi il calcestruzzo e ne pregiudichi la regolare presa e maturazione;
- provvedere, con i mezzi più adeguati, alla deviazione dell'acqua e adottare miscele di calcestruzzo, coesive, con caratteristiche antidilavamento, preventivamente provate ed autorizzate dal Direttore dei Lavori;
- utilizzare una tecnica di messa in opera che permetta di gettare il calcestruzzo fresco dentro il calcestruzzo fresco precedentemente gettato, in modo da far rifluire il calcestruzzo verso l'alto, limitando così il contatto diretto tra l'acqua ed il calcestruzzo fresco in movimento.

Il calcestruzzo autocompattante deve essere gettato nelle casseforme in modo da evitare la segregazione e favorire il flusso attraverso le armature e le parti più difficili da raggiungere nelle casseforme. L'immissione per mezzo di una tubazione flessibile può facilitare la distribuzione del calcestruzzo. Se si usa una pompa, una tramoggia o se si fa uso della benna, il terminale di gomma deve essere predisposto in modo che il calcestruzzo possa distribuirsi omogeneamente entro la cassaforma. Per limitare il tenore d'aria occlusa è opportuno che il tubo di scarico rimanga sempre immerso nel calcestruzzo. Nel caso di getti verticali ed impiego di pompa, qualora le condizioni operative lo permettano, si suggerisce di immettere il calcestruzzo dal fondo. Questo accorgimento favorisce la fuoriuscita dell'aria e limita la presenza di bolle d'aria sulle superfici dei paramenti in calcestruzzo. L'obiettivo è raggiunto fissando al fondo della cassaforma un raccordo di tubazione per pompa, munito di saracinesca, collegato al terminale della tubazione della pompa. Un calcestruzzo autocompattante ha una distanza di scorrimento orizzontale che dipende anche dalla densità delle armature.

1.6. Azioni sulla costruzione

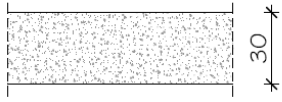
Per quanto attiene alla definizione delle azioni per le verifiche sismiche i carichi accidentali vengono moltiplicati per il coefficiente di combinazione ψ secondo quanto indicato al capitolo C3.2.4 della Normativa e riportato nella tabella sottostante.

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 2.5.1 – Valori dei coefficienti di combinazione

I carichi degli impalcati sono stati applicati sugli elementi sostenenti secondo il metodo delle aree di influenza. I carichi relativi alle gronde, ai parapetti e alle tamponature sono invece stati applicati sulle relative travi sostenenti come carichi lineari.

Analisi dei carichi

SOLAIO A	SOLAIO IN GETTO PIENO $H=30$ cm 
CARICHI	
Uso	Box
PESO PROPRIO	750 kg/mq
SOVR. PERM.	300 kg/mq
SOVR. VARIAB.	500 kg/mq
TOTALE	1550 kg/mq

Di seguito riportiamo i valori dei sovraccarichi previsti dalla normativa.

5.1.3.3.5 Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo è quello massimo compatibile con la larghezza della superficie carrabile, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna corsia in 3,00 m.

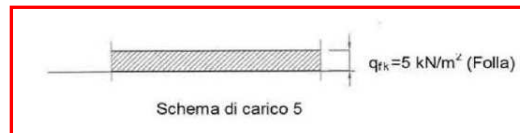
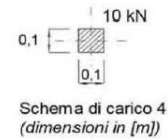
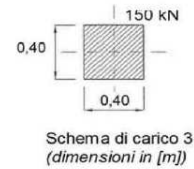
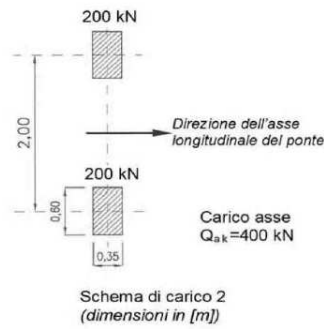
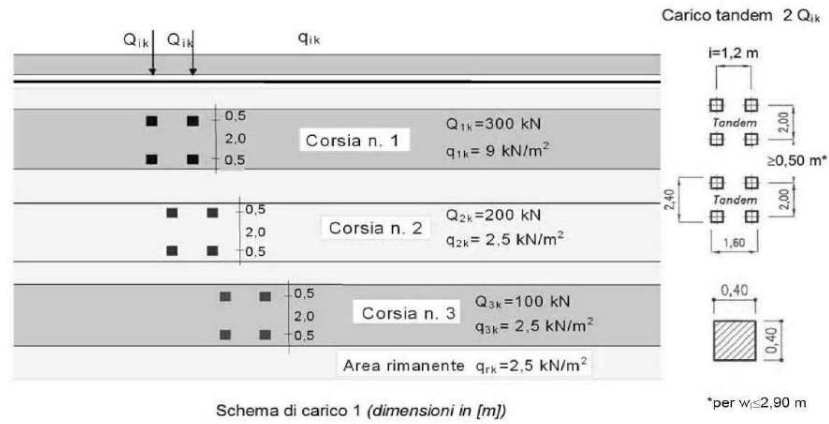


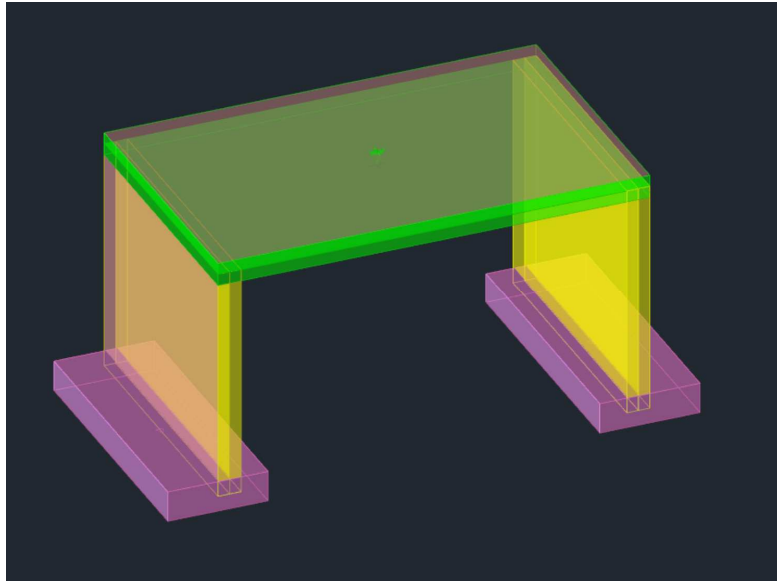
Fig 5.1.21 – Schemi di carico

2. PONTE CICLOPEDONALE

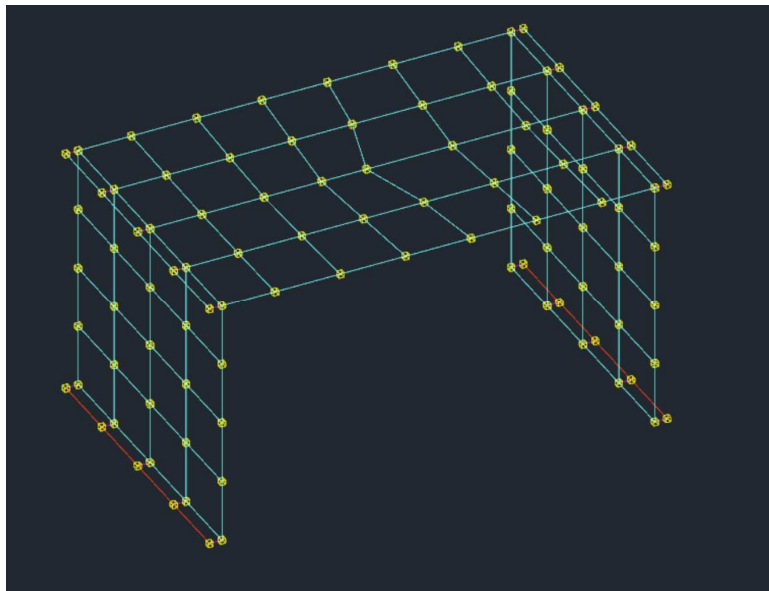
2.1. Analisi e modellazione della struttura

Modello di calcolo

Di seguito vengono riportate alcune immagini relative alle viste assometriche ed il relativo modello strutturale ad elementi finiti utilizzato per le calcolazioni del Corpo "spogliatoio".



Vista assometrica



Vista assometrica

Metodologia di analisi utilizzata

La metodologia di analisi scelta per il calcolo delle sollecitazioni ai sensi della Normativa vigente è risultata essere **l'analisi dinamica modale in campo elastico lineare con fattore di comportamento q**.

Si è scelto di adottare questo tipo di analisi in quanto meglio rappresentativa del comportamento dinamico della tipologia di struttura in esame.

Per l'opera in oggetto è stata scelta una classe di **duttilità non dissipativa**.

Il fattore di comportamento per sisma SLV è pari a 1.5

Tale valore è stato determinato secondo quanto riportato nelle NTC 2018 e di seguito illustrato.

Per le costruzioni *regolari in pianta*, qualora non si proceda a un'analisi non lineare finalizzata alla sua valutazione, per il rapporto α_w/α_v , possono essere adottati i valori indicati nei paragrafi successivi per le diverse tipologie costruttive.

Per le costruzioni *non regolari in pianta*, si possono adottare valori di α_w/α_v pari alla media tra 1,0 e i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

Qualora nella costruzione siano presenti pareti di calcestruzzo armato, per prevenirne il collasso fragile, i valori di q_0 devono essere ridotti mediante il fattore k_w , con:

$$k_w = \begin{cases} 1,00 & \text{per strutture a telaio e miste equivalenti a telai} \\ 0,5 \leq (1 + \alpha_0)/3 \leq 1 & \text{per strutture a pareti, miste equivalenti a pareti, torsionalmente deformabili} \end{cases}$$

dove α_0 è il valore assunto in prevalenza dal rapporto tra altezza totale (dalle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base di cui al § 7.2.1, fino alla sommità) e lunghezza delle pareti; nel caso in cui gli α_0 delle pareti non differiscano significativamente tra di loro, il valore di α_0 per l'insieme delle pareti può essere calcolato assumendo, come altezza, la somma delle altezze delle singole pareti, come lunghezza, la somma delle lunghezze.

Qualora la domanda in resistenza allo SLV risulti inferiore a quella allo SLD, si può scegliere di progettare la capacità in resistenza sulla base della domanda allo SLD invece che allo SLV. In tal caso il fattore di comportamento allo SLV deve essere scelto in modo che le ordinate dello spettro di progetto per lo SLV siano non inferiori a quelle dello spettro di progetto per lo SLD.

Il valore di q utilizzato per la componente verticale dell'azione sismica allo SLV, a meno di adeguate analisi giustificative, è $q = 1,5$ per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti per i quali è $q = 1$.

Per le strutture a comportamento strutturale non dissipativo si adotta un fattore di comportamento q_{ND} , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD "B" (Tab. 7.3.II) secondo l'espressione:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD"B"} \leq 1,5 \quad [7.3.2]$$

Preferenze D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Accelerogrammi | Verifiche geotecniche | Vento | Neve | C.A. | Acciaio | Legno | Lega di alluminio

Generali | Tipologia | **Analisi** | Suolo | Torsione accidentale | Analisi elastica | Spettri | Statica non lineare (pushover)

Classe di duttilità: **Non dissipativa**

Regolarità in pianta:

Regolarità in elevazione:

Edificio C.A.

Tipologia C.A.: Strutture a telaio $q_0=3.0 \cdot \alpha_w/\alpha_v$

α_w/α_v C.A.: Strutture a telaio di un piano $\alpha_w/\alpha_v=1.1$

K_w : 0.5

Edificio acciaio

Tipologia acciaio: a) Strutture intelaiate $q_0=4.0$

α_w/α_v acciaio:

Edificio muratura

Tipologia muratura: Costruzioni di muratura ordinaria $q_0=1.75 \cdot \alpha_w/\alpha_v$

Edificio legno

Tipologia legno: Strutture isostatiche in genere, compresi portali isostat.

Valutazione della regolarità in pianta e in altezza

In relazione alle dimensioni geometriche ed alla morfologia dell'edificio è possibile valutarne la regolarità in pianta ed in elevazione sulla base di alcune condizioni sotto elencate.

Per quanto riguarda gli edifici, infatti, è possibile classificare una costruzione come regolare in pianta se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- a) la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità? **SI**
- b) il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4; **SI**
- c) nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25% della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione; **SI**
- d) gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti. **SI**

Inoltre è possibile definire l'edificio regolare in altezza se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- a) tutti i sistemi resistenti verticali (quali i pilastri) si estendono per tutta l'altezza della costruzione; **SI**
- b) massa e rigidità rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidità non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidità si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base; **SI**
- c) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento. **SI**

Pertanto l'edificio in esame è stato classificato come

regolare in pianta e regolare in altezza.

Preferenze D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Accelerogrammi Verifiche geotecniche Vento Neve C.A. Acciaio Legno Lega di alluminio

Generali Tipologia **Analisi** Suolo Torsione accidentale Analisi elastica Spettri Statica non lineare (pushover)

Tipo di analisi Lineare dinamica

Rotazione del sisma deg 0

Quota dello '0' sismico cm 0

Considera sisma Z Solo se $A_g \geq 0.15$ g, conformemente a §3.2.3.1

Smorzamento viscoso (%) % Default (5)

Limite spostamenti interpiano SLD Default (0.005)

Fattore di comportamento per sisma SLD X Default (1.5)

Fattore di comportamento per sisma SLD Y Default (1.5)

Fattore di comportamento per sisma SLD Z Default (1)

Fattore di comportamento per sisma SLV X Default (1.5)

Fattore di comportamento per sisma SLV Y Default (1.5)

Fattore di comportamento per sisma SLV Z Default (1)

Stato limite sismico analizzato in caso di isolatori a pendolo SLV

Parametri per combinazioni di default

Moltiplicatore sisma X per combinazioni di default Default (1)

Moltiplicatore sisma Y per combinazioni di default Default (1)

Ometti G2 per combinazioni di default

Preferenze di normativa

Analisi

Normativa

Tipo di costruzione
ordinari

V_n

Classe d'uso

V_r

Tipo di analisi

Considera sisma Z

§3.2.3.1

Località

(45° 28' 37'');
Altitudine s.l.m. 103 m.

Altitudine s.l.m. 103 m.

Categoria del suolo

mediamente addensati o terreni

Categoria topografica

rilievi isolati con

Ss orizzontale SLO

Tb orizzontale SLO

Tc orizzontale SLO

Td orizzontale SLO

Ss orizzontale SLD

Tb orizzontale SLD

Tc orizzontale SLD

Td orizzontale SLD

Ss orizzontale SLV

Tb orizzontale SLV

Tc orizzontale SLV

Td orizzontale SLV

St

PVr SLO (%)

D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

2 - Costruzioni con livelli di prestazioni

50

III

75

Lineare dinamica

Solo se $A_g \geq 0.15$ g, conformemente a

Bergamo, Mozzanica; Latitudine ED50 45,477°

Longitudine ED50 9,6903° (9° 41' 25'');

C - Depositi di terreni a grana grossa

a grana fina mediamente consistenti

T1 - Superficie pianeggiante, pendii e

inclinazione media $i \leq 15^\circ$

1.5

0.125 [s]

0.376 [s]

1.754 [s]

1.5

0.134 [s]

0.403 [s]

1.801 [s]

1.5

0.148 [s]

0.444 [s]

2.125 [s]

1

81

Tr SLO	45.16	
Ag/g SLO	0.0385	
Fo SLO	2.467	
Tc* SLO	0.216	[s]
PVr SLD (%)	63	
Tr SLD	75.43	
Ag/g SLD	0.0502	
Fo SLD	2.429	
Tc* SLD	0.239	[s]
PVr SLV (%)	10	
Tr SLV	711.84	
Ag/g SLV	0.1312	
Fo SLV	2.451	
Tc* SLV	0.277	[s]
Smorzamento viscoso (%)	5	
Classe di duttilità	Non dissipativa	
Rotazione del sisma	0	[deg]
Quota dello '0' sismico	0	[cm]
Regolarità in pianta	Si	
Regolarità in elevazione	Si	
Edificio C.A.	Si	
Tipologia C.A.	Strutture a telaio $q_0=3.0*\alpha/\alpha_1$	
α/α_1 C.A.	Strutture a telaio di un piano $\alpha/\alpha_1=1.1$	
Edificio esistente	No	
Altezza costruzione	285	[cm]
T1,x	0.10357	[s]
T1,y	0.01965	[s]
λ SLO,x	1	
λ SLO,y	1	
λ SLD,x	1	
λ SLD,y	1	
λ SLV,x	1	
λ SLV,y	1	
Limite spostamenti interpiano SLD	0.005	
Fattore di comportamento per sisma SLD X	1.5	
Fattore di comportamento per sisma SLD Y	1.5	
Fattore di comportamento per sisma SLV X	1.5	
Fattore di comportamento per sisma SLV Y	1.5	
Coefficiente di sicurezza per carico limite (fondazioni superficiali)	2.3	
Coefficiente di sicurezza per scorrimento (fondazioni superficiali)	1.1	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, punta	1.15	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale compressione		
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale trazione		
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, punta	1.35	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale compressione		
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale trazione		
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, punta	1.35	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale compressione		
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale trazione	1.25	
Coefficiente di sicurezza portanza trasversale pali	1.3	
Fattore di correlazione resistenza caratteristica dei pali in base alle verticali indagate	1.7	
Coefficiente di sicurezza per ribaltamento (plinti superficiali)	1.15	
Eseguì verifiche in combinazioni SLD secondo Circolare 7	Si	

Verifiche C.A.

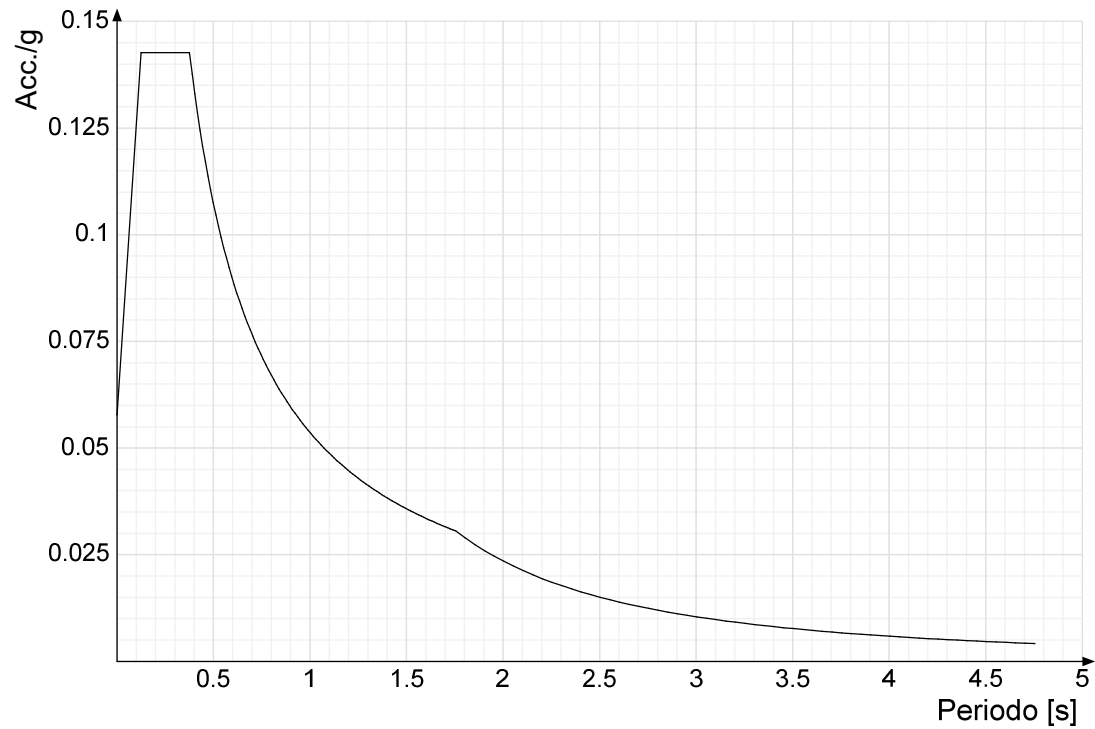
Normativa	D.M. 17-01-18 (N.T.C.)	
γ_s (fattore di sicurezza parziale per l'acciaio)	1.15	
γ_c (fattore di sicurezza parziale per il calcestruzzo)	1.5	
Limite σ_c/f_{ck} in combinazione rara	0.6	
Limite σ_c/f_{ck} in combinazione quasi permanente	0.45	
Limite σ_f/f_{yk} in combinazione rara	0.8	
Coefficiente di riduzione della τ per cattiva aderenza	0.7	
Dimensione limite fessure w1 §4.1.2.2.4	0.02	[cm]
Dimensione limite fessure w2 §4.1.2.2.4	0.03	[cm]
Dimensione limite fessure w3 §4.1.2.2.4	0.04	[cm]
Fattori parziali di sicurezza unitari per meccanismi duttili di strutture esistenti con fattore q	Si	
Copriferro secondo EC2	No	
α_{cc} elementi nuovi nelle combinazioni sismiche	0.85	
α_{cc} elementi esistenti	0.85	

Spettri

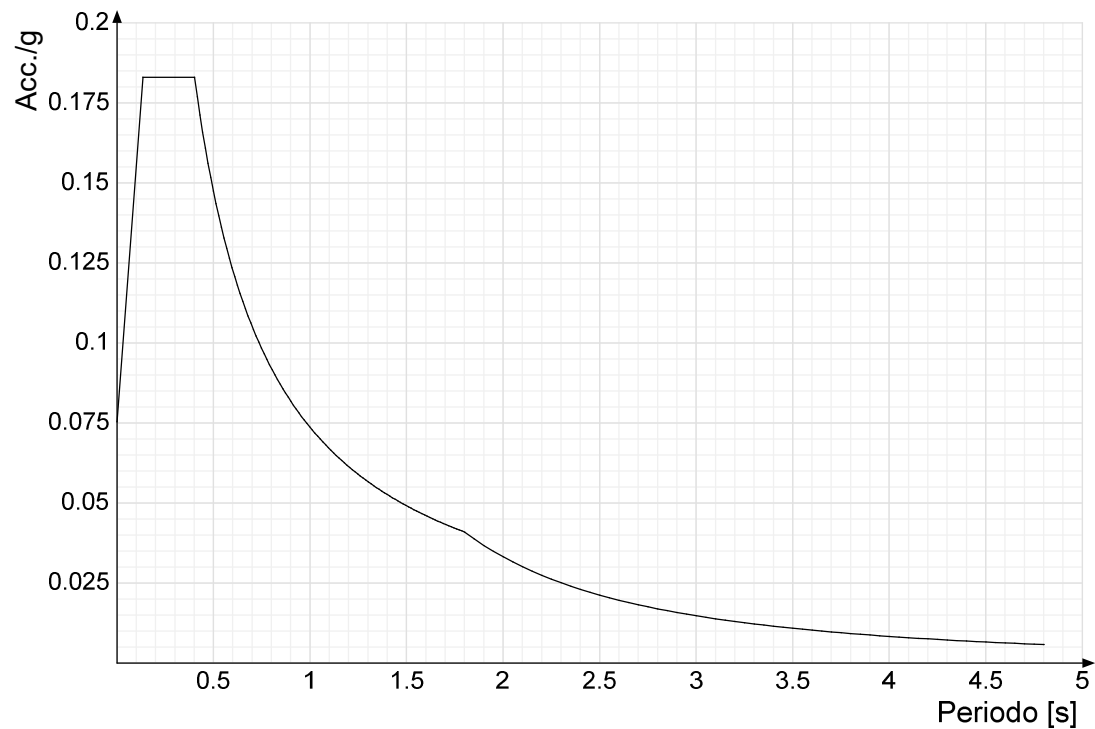
Acc./g: Accelerazione spettrale normalizzata ottenuta dividendo l'accelerazione spettrale per l'accelerazione di gravità.

Periodo: Periodo di vibrazione.

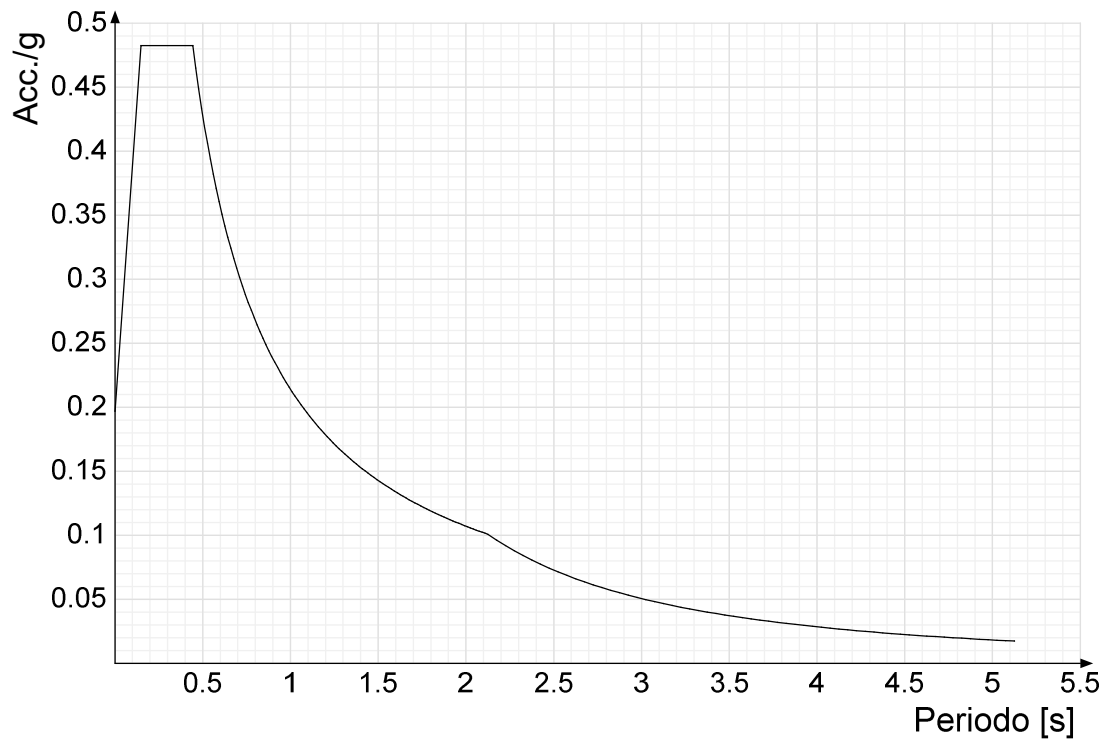
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLO § 3.2.3.2.1 [3.2.2]



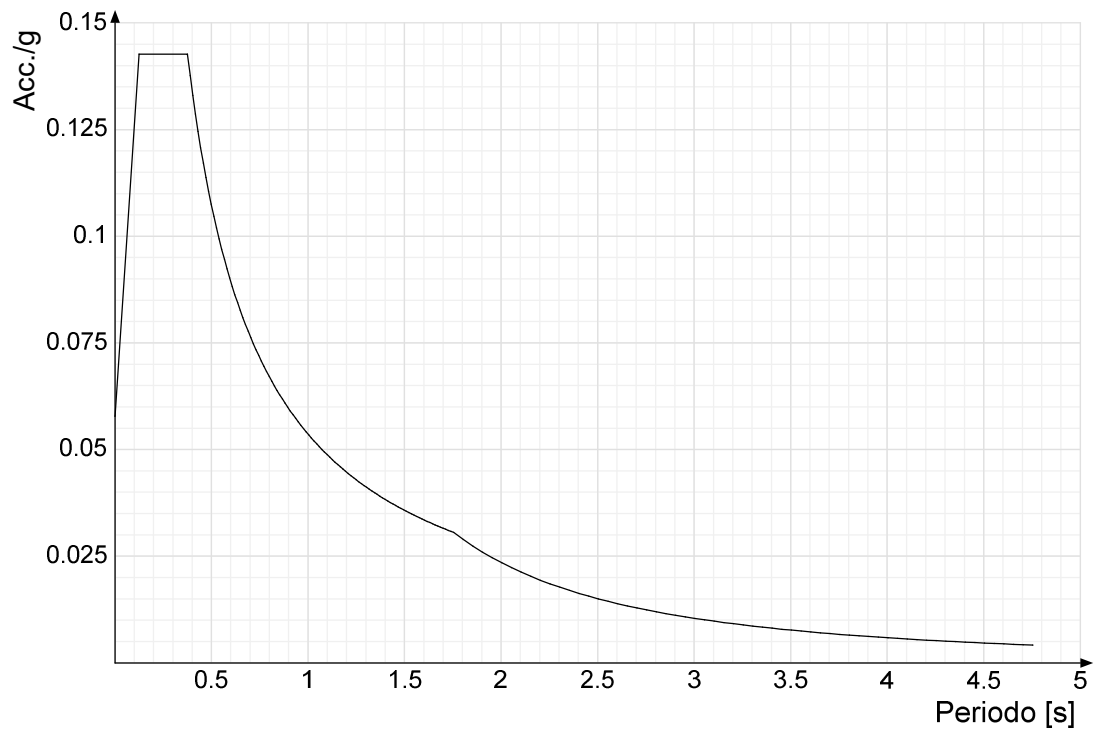
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLD § 3.2.3.2.1 [3.2.2]



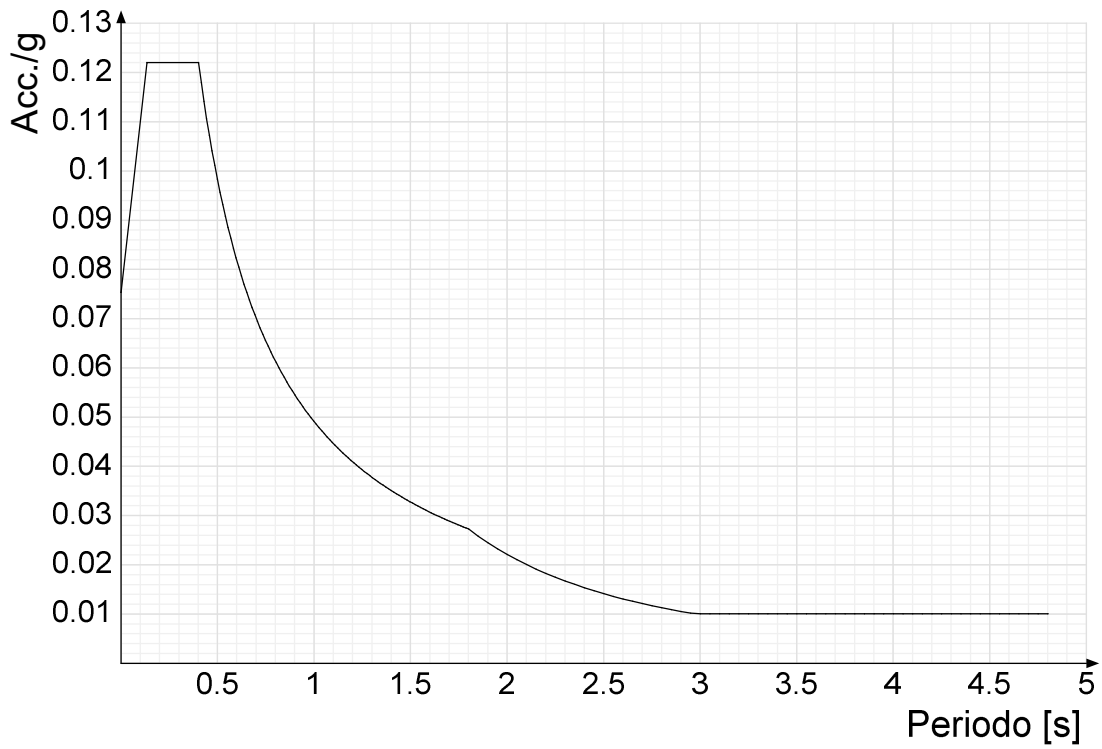
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLV § 3.2.3.2.1 [3.2.2]



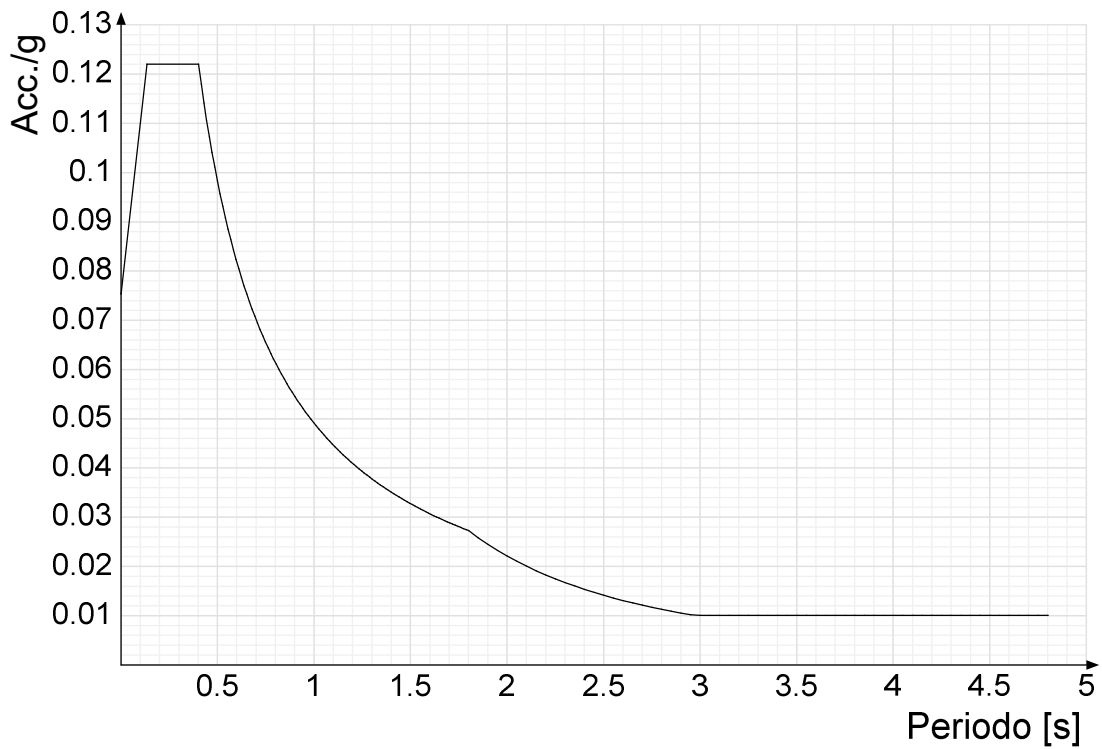
Spettro di risposta di progetto in accelerazione delle componenti orizzontali SLO § 3.2.3.4



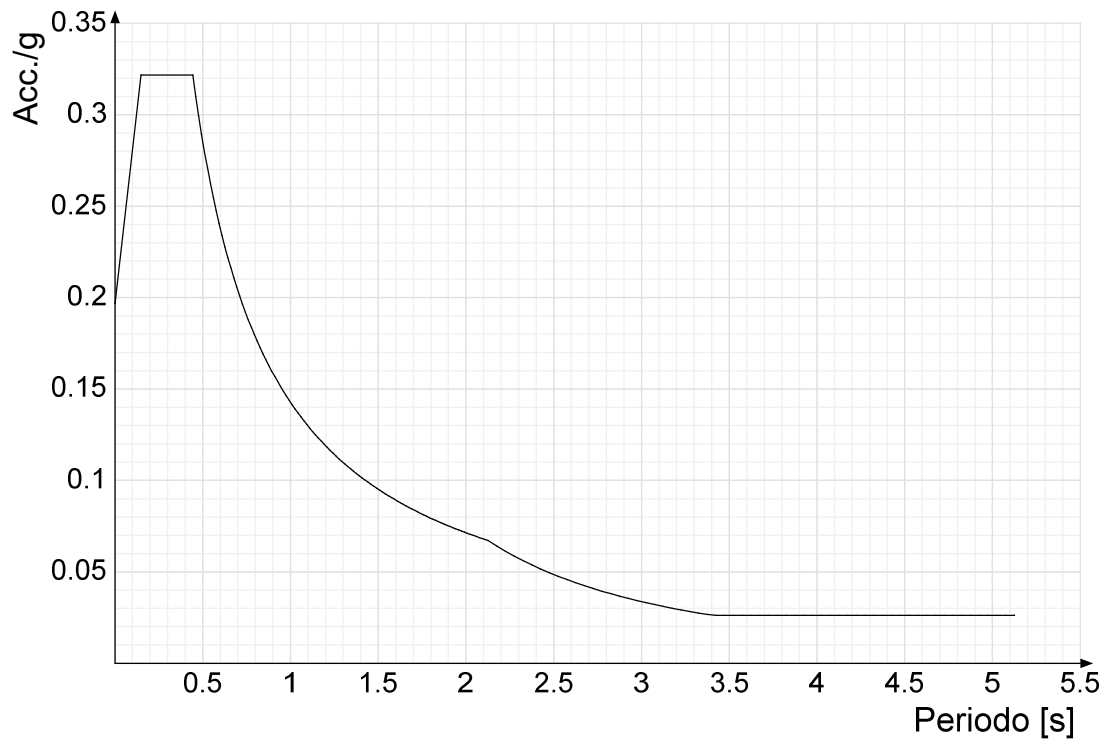
Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLD § 3.2.3.5



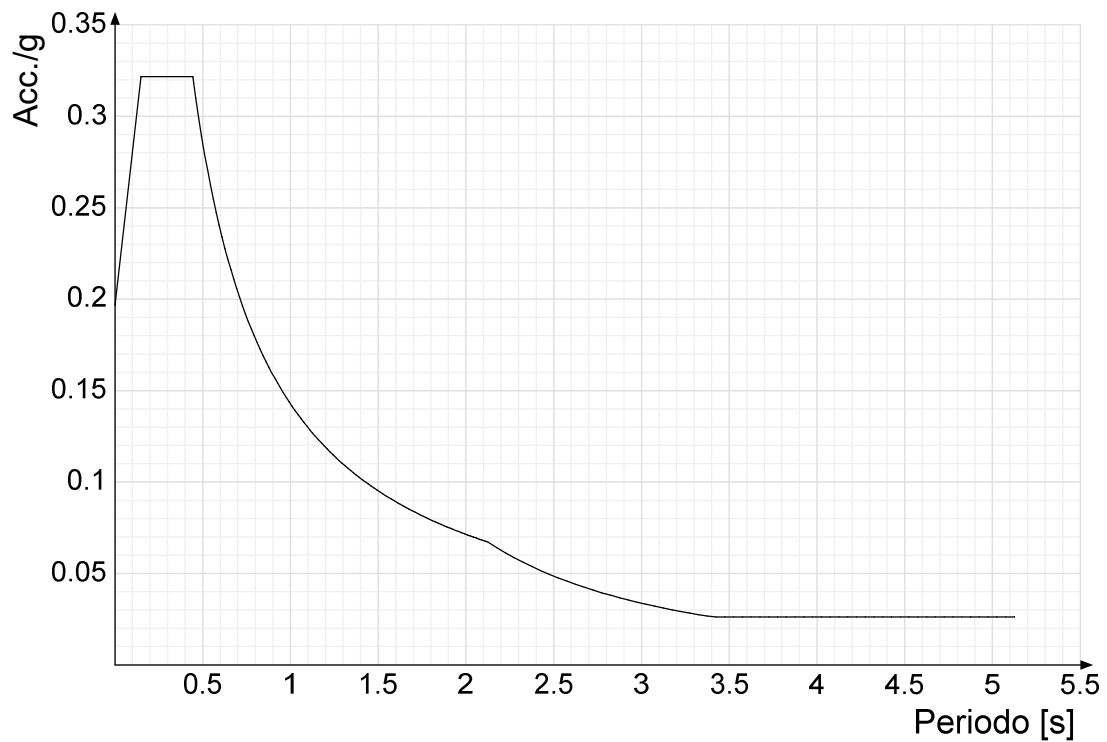
Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente Y SLD § 3.2.3.5



Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLV § 3.2.3.5

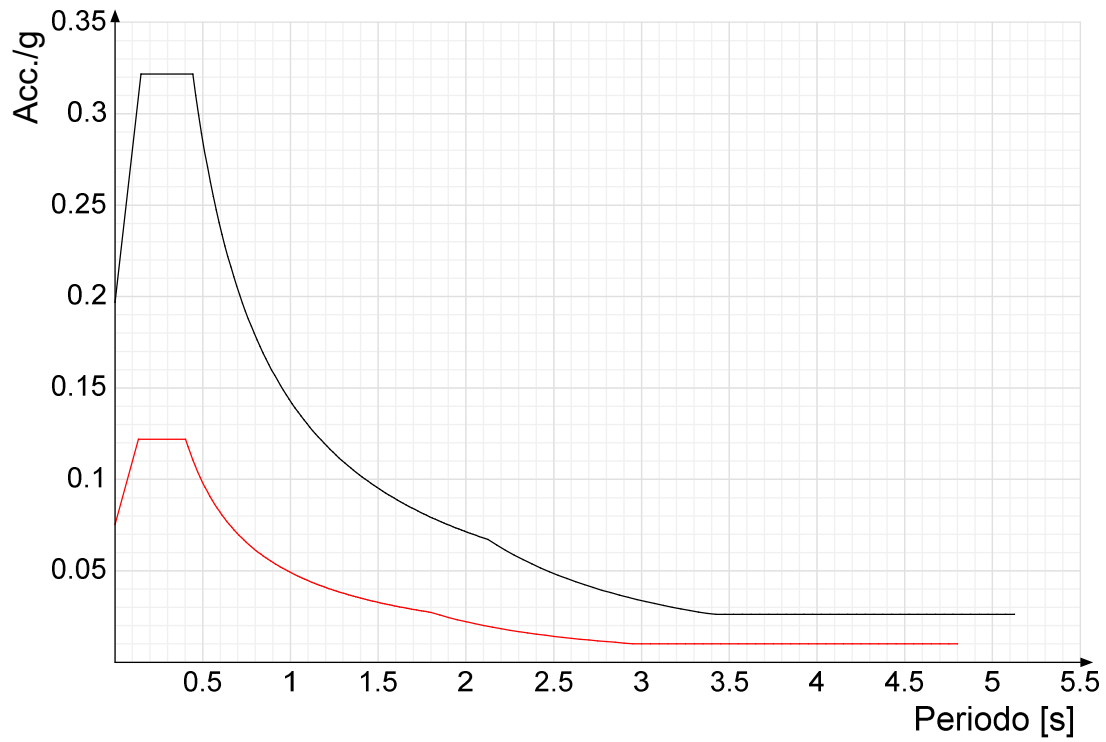


Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente Y SLV § 3.2.3.5

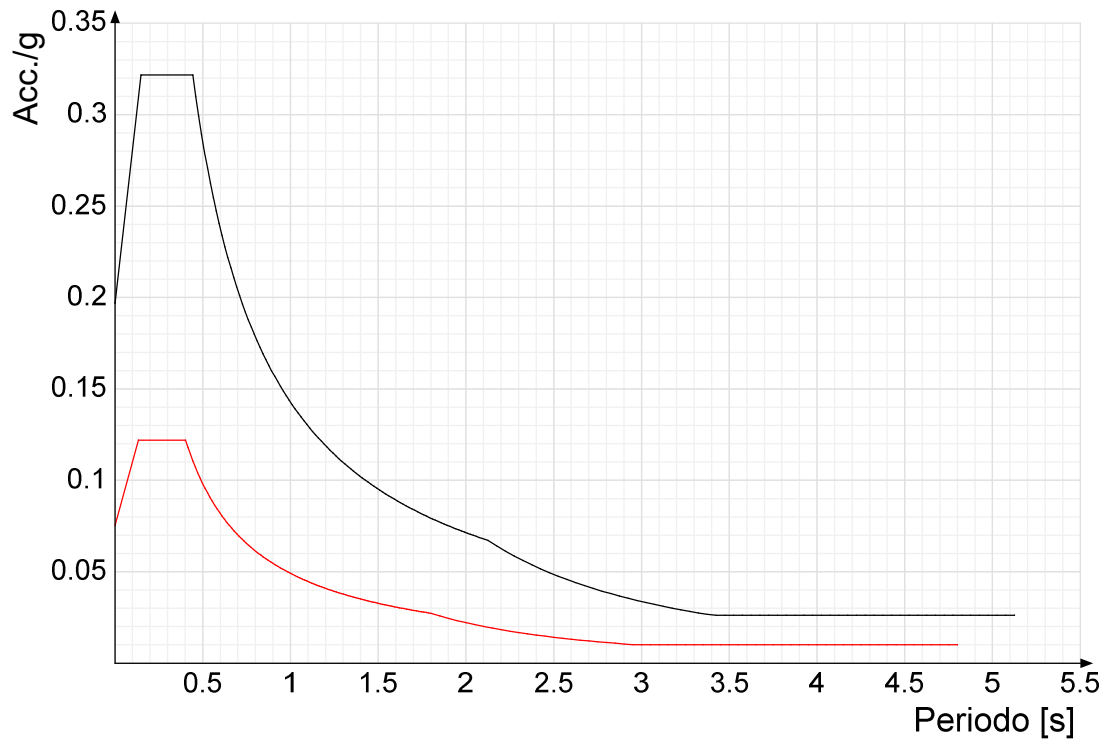


Confronti spettri SLV-SLD

Vengono confrontati lo spettro Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLD § 3.2.3.5 (di colore rosso) e Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLV § 3.2.3.5 (di colore nero).



Vengono confrontati lo spettro Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente Y SLD § 3.2.3.5 (di colore rosso) e Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente Y SLV § 3.2.3.5 (di colore nero).



Condizioni elementari di carico

Descrizione: nome assegnato alla condizione elementare.

Nome breve: nome breve assegnato alla condizione elementare.

Durata: descrive la durata della condizione (necessario per strutture in legno).

ψ_0 : coefficiente moltiplicatore ψ_0 . Il valore è adimensionale.

ψ_1 : coefficiente moltiplicatore ψ_1 . Il valore è adimensionale.

ψ_2 : coefficiente moltiplicatore ψ_2 . Il valore è adimensionale.

Con segno: descrive se la condizione elementare ha la possibilità di variare di segno.

Descrizione	Nome breve	Durata	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Con segno
Pesi strutturali	Pesi	Permanente				
Permanenti portati	Port.	Permanente				
Variabile C	Variabile C	Media	0.7	0.7	0.6	
ΔT	ΔT	Media	0.6	0.5	0	No
Sisma X SLV	SLV X					
Sisma Y SLV	SLV Y					
Sisma Z SLV	SLV Z					
Eccentricità Y per sisma X SLV	EySx SLV					
Eccentricità X per sisma Y SLV	ExSy SLV					
Sisma X SLD	SLD X					
Sisma Y SLD	SLD Y					
Sisma Z SLD	SLD Z					
Eccentricità Y per sisma X SLD	EySx SLD					
Eccentricità X per sisma Y SLD	ExSy SLD					
Sisma X SLO	SLO X					
Sisma Y SLO	SLO Y					
Sisma Z SLO	SLO Z					
Eccentricità Y per sisma X SLO	EySx SLO					
Eccentricità X per sisma Y SLO	ExSy SLO					
Terreno sisma X SLV	Tr SLV X					
Terreno sisma Y SLV	Tr SLV Y					
Terreno sisma Z SLV	Tr SLV Z					
Terreno sisma X SLD	Tr SLD X					
Terreno sisma Y SLD	Tr SLD Y					
Terreno sisma Z SLD	Tr SLD Z					
Terreno sisma X SLO	Tr SLO X					
Terreno sisma Y SLO	Tr SLO Y					
Terreno sisma Z SLO	Tr SLO Z					
Rig Ux	Rig Ux					
Rig Uy	Rig Uy					
Rig Rz	Rig Rz					

Combinazioni di carico

Nome: E' il nome esteso che contraddistingue la condizione elementare di carico.

Nome breve: E' il nome compatto della condizione elementare di carico, che viene utilizzato altrove nella relazione.

Pesi: Pesi strutturali

Port.: Permanenti portati

Variabile C: Variabile C

Neve: Neve

ΔT : ΔT

X SLO: Sisma X SLO

Y SLO: Sisma Y SLO

Z SLO: Sisma Z SLO

EySx SLO: Eccentricità Y per sisma X SLO

ExSy SLO: Eccentricità X per sisma Y SLO

Tr x SLO: Terreno sisma X SLO

Tr y SLO: Terreno sisma Y SLO

Tr z SLO: Terreno sisma Z SLO

X SLD: Sisma X SLD

Y SLD: Sisma Y SLD

Z SLD: Sisma Z SLD

EySx SLD: Eccentricità Y per sisma X SLD

ExSy SLD: Eccentricità X per sisma Y SLD

Tr x SLD: Terreno sisma X SLD

Tr y SLD: Terreno sisma Y SLD

Tr z SLD: Terreno sisma Z SLD

SLV X: Sisma X SLV

SLV Y: Sisma Y SLV

SLV Z: Sisma Z SLV

EySx SLV: Eccentricità Y per sisma X SLV

ExSy SLV: Eccentricità X per sisma Y SLV

Tr sLV X: Terreno sisma X SLV

Tr sLV Y: Terreno sisma Y SLV

Tr sLV Z: Terreno sisma Z SLV

Rig Ux: Rig Ux

Rig Uy: Rig Uy

Rig Rz: Rig Rz

Tutte le combinazioni di carico vengono raggruppate per famiglia di appartenenza. Le celle di una riga contengono i coefficienti moltiplicatori della i-esima combinazione, dove il valore della prima cella è da intendersi come moltiplicatore associato alla prima

condizione elementare, la seconda cella si riferisce alla seconda condizione elementare e così via.

Famiglia SLU

Il nome compatto della famiglia è SLU.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile C	ΔT
1	SLU 1	1	0.8	0	0
2	SLU 2	1	0.8	1.5	0
3	SLU 3	1	1.5	0	0
4	SLU 4	1	1.5	1.5	0
5	SLU 5	1.3	0.8	0	0
6	SLU 6	1.3	0.8	1.5	0
7	SLU 7	1.3	1.5	0	0
8	SLU 8	1.3	1.5	1.5	0

Famiglia SLE rara

Il nome compatto della famiglia è SLE RA.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile C	ΔT
1	SLE RA 1	1	1	0	0
2	SLE RA 2	1	1	1	0

Famiglia SLE frequente

Il nome compatto della famiglia è SLE FR.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile C	ΔT
1	SLE FR 1	1	1	0	0
2	SLE FR 2	1	1	0.7	0

Famiglia SLE quasi permanente

Il nome compatto della famiglia è SLE QP.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile C	ΔT
1	SLE QP 1	1	1	0	0
2	SLE QP 2	1	1	0.6	0

Famiglia SLU eccezionale

Il nome compatto della famiglia è SLU EX.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile C	ΔT
1	SLU EX 1	1	1	0	0
2	SLU EX 2	1	1	0.6	0

Famiglia SLO

Il nome compatto della famiglia è SLO.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile C	ΔT	SLO X	SLO Y	SLO Z	EySx SLO	ExSy SLO	Tr SLO X	Tr SLO Y	Tr SLO Z
1	SLO 1	1	1	0.6	0	-1	-0.3	0	-1	0.3	-1	-0.3	0
2	SLO 2	1	1	0.6	0	-1	-0.3	0	1	-0.3	-1	-0.3	0
3	SLO 3	1	1	0.6	0	-1	0.3	0	-1	0.3	-1	0.3	0
4	SLO 4	1	1	0.6	0	-1	0.3	0	1	-0.3	-1	0.3	0
5	SLO 5	1	1	0.6	0	-0.3	-1	0	-0.3	1	-0.3	-1	0
6	SLO 6	1	1	0.6	0	-0.3	-1	0	0.3	-1	-0.3	-1	0
7	SLO 7	1	1	0.6	0	-0.3	1	0	-0.3	1	-0.3	1	0
8	SLO 8	1	1	0.6	0	-0.3	1	0	0.3	-1	-0.3	1	0
9	SLO 9	1	1	0.6	0	0.3	-1	0	-0.3	1	0.3	-1	0
10	SLO 10	1	1	0.6	0	0.3	-1	0	0.3	-1	0.3	-1	0
11	SLO 11	1	1	0.6	0	0.3	1	0	-0.3	1	0.3	1	0
12	SLO 12	1	1	0.6	0	0.3	1	0	0.3	-1	0.3	1	0
13	SLO 13	1	1	0.6	0	1	-0.3	0	-1	0.3	1	-0.3	0
14	SLO 14	1	1	0.6	0	1	-0.3	0	1	-0.3	1	-0.3	0
15	SLO 15	1	1	0.6	0	1	0.3	0	-1	0.3	1	0.3	0
16	SLO 16	1	1	0.6	0	1	0.3	0	1	-0.3	1	0.3	0

Famiglia SLD

Il nome compatto della famiglia è SLD.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile C	ΔT	SLD X	SLD Y	SLD Z	EySx SLD	ExSy SLD	Tr SLD X	Tr SLD Y	Tr SLD Z
1	SLD 1	1	1	0.6	0	-1	-0.3	0	-1	0.3	-1	-0.3	0
2	SLD 2	1	1	0.6	0	-1	-0.3	0	1	-0.3	-1	-0.3	0
3	SLD 3	1	1	0.6	0	-1	0.3	0	-1	0.3	-1	0.3	0
4	SLD 4	1	1	0.6	0	-1	0.3	0	1	-0.3	-1	0.3	0
5	SLD 5	1	1	0.6	0	-0.3	-1	0	-0.3	1	-0.3	-1	0
6	SLD 6	1	1	0.6	0	-0.3	-1	0	0.3	-1	-0.3	-1	0
7	SLD 7	1	1	0.6	0	-0.3	1	0	-0.3	1	-0.3	1	0
8	SLD 8	1	1	0.6	0	-0.3	1	0	0.3	-1	-0.3	1	0
9	SLD 9	1	1	0.6	0	0.3	-1	0	-0.3	1	0.3	-1	0
10	SLD 10	1	1	0.6	0	0.3	-1	0	0.3	-1	0.3	-1	0
11	SLD 11	1	1	0.6	0	0.3	1	0	-0.3	1	0.3	1	0
12	SLD 12	1	1	0.6	0	0.3	1	0	0.3	-1	0.3	1	0
13	SLD 13	1	1	0.6	0	1	-0.3	0	-1	0.3	1	-0.3	0
14	SLD 14	1	1	0.6	0	1	-0.3	0	1	-0.3	1	-0.3	0
15	SLD 15	1	1	0.6	0	1	0.3	0	-1	0.3	1	0.3	0
16	SLD 16	1	1	0.6	0	1	0.3	0	1	-0.3	1	0.3	0

Famiglia SLV

Il nome compatto della famiglia è SLV.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile C	ΔT	SLV X	SLV Y	SLV Z	EySx SLV	ExSy SLV	Tr SLV X	Tr SLV Y	Tr SLV Z
1	SLV 1	1	1	0.6	0	-1	-0.3	0	-1	0.3	-1	-0.3	0
2	SLV 2	1	1	0.6	0	-1	-0.3	0	1	-0.3	-1	-0.3	0
3	SLV 3	1	1	0.6	0	-1	0.3	0	-1	0.3	-1	0.3	0
4	SLV 4	1	1	0.6	0	-1	0.3	0	1	-0.3	-1	0.3	0
5	SLV 5	1	1	0.6	0	-0.3	-1	0	-0.3	1	-0.3	-1	0
6	SLV 6	1	1	0.6	0	-0.3	-1	0	0.3	-1	-0.3	-1	0
7	SLV 7	1	1	0.6	0	-0.3	1	0	-0.3	1	-0.3	1	0
8	SLV 8	1	1	0.6	0	-0.3	1	0	0.3	-1	-0.3	1	0
9	SLV 9	1	1	0.6	0	0.3	-1	0	-0.3	1	0.3	-1	0

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile C	ΔT	SLV X	SLV Y	SLV Z	EySx SLV	ExSy SLV	Tr SLV X	Tr SLV Y	Tr SLV Z
10	SLV 10	1	1	0.6	0	0.3	-1	0	0.3	-1	0.3	-1	0
11	SLV 11	1	1	0.6	0	0.3	1	0	-0.3	1	0.3	1	0
12	SLV 12	1	1	0.6	0	0.3	1	0	0.3	-1	0.3	1	0
13	SLV 13	1	1	0.6	0	1	-0.3	0	-1	0.3	1	-0.3	0
14	SLV 14	1	1	0.6	0	1	-0.3	0	1	-0.3	1	-0.3	0
15	SLV 15	1	1	0.6	0	1	0.3	0	-1	0.3	1	0.3	0
16	SLV 16	1	1	0.6	0	1	0.3	0	1	-0.3	1	0.3	0

Risposta modale

Modo: identificativo del modo di vibrare.

Periodo: periodo. [s]

Massa X: massa partecipante in direzione globale X. Il valore è adimensionale.

Massa Y: massa partecipante in direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

Massa Z: massa partecipante in direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

Massa rot. X: massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale X. Il valore è adimensionale.

Massa rot. Y: massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

Massa rot. Z: massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

Massa sX: massa partecipante in direzione Sisma X. Il valore è adimensionale.

Massa sY: massa partecipante in direzione Sisma Y. Il valore è adimensionale.

Totale masse partecipanti:

Traslazione X: 0.990171

Traslazione Y: 0.902552

Rotazione X: 0.999138

Rotazione Y: 0.999972

Rotazione Z: 0.989079

Modo	Periodo	Massa X	Massa Y	Massa rot. X	Massa rot. Y	Massa rot. Z	Massa sX	Massa sY
1	0.103571194	0.884993025	0	0	0.998662496	0.874435096	0.884993025	0
2	0.019654174	0	0.846918948	0.971810481	0	0.009323762	0	0.846918948
3	0.014304763	0	0.000007508	0.00000786	0	0.000779335	0	0.000007508
4	0.011849417	0.000000002	0	0	0	0.000000001	0.000000002	0
5	0.010587609	0.078242416	0.000000008	0.000000007	0.000823303	0.077303511	0.078242416	0.000000008
6	0.009519996	0.000000005	0.006388919	0.00525951	0	0.00007119	0.000000005	0.006388919
7	0.009061797	0	0.000000629	0.000000494	0	0.000000012	0	0.000000629
8	0.006491021	0.000005223	0.000000048	0.000000024	0.000000003	0.000005057	0.000005223	0.000000048
9	0.006486561	0.000036395	0.000000088	0.000000044	0.00000002	0.000035592	0.000036395	0.000000088
10	0.006336223	0.000000005	0.044664062	0.021699958	0	0.000492531	0.000000005	0.044664062
11	0.004770019	0.000000065	0.000000114	0.000000028	0.000000001	0.000000095	0.000000065	0.000000114
12	0.004363284	0	0.000000486	0.000000086	0	0.00000541	0	0.000000486
13	0.004164122	0	0.000000261	0.00000004	0	0.000000462	0	0.000000261
14	0.004162976	0	0.000000457	0.00000007	0	0.000000079	0	0.000000457
15	0.003767337	0.026814516	0.000000002	0	0.00048538	0.026493998	0.026814516	0.000000002
16	0.003715814	0.000006584	0.000000057	0.000000005	0.000000124	0.000006349	0.000006584	0.000000057
17	0.003679462	0.000000003	0.004570233	0.000359354	0	0.000049199	0.000000003	0.004570233
18	0.003486223	0.000003874	0.000000002	0	0.00000004	0.000004334	0.000003874	0.000000002
19	0.003467875	0.000000003	0.000000151	0.000000007	0	0.000004219	0.000000003	0.000000151
20	0.003446804	0.000069139	0.000000001	0	0.000000601	0.00006844	0.000069139	0.000000001

Tagli ai livelli

Livello: livello rispetto a cui è calcolato il taglio.

Nome: nome completo del livello.

Cont.: Contesto nel quale viene valutato il taglio.

N.br.: nome breve della condizione o combinazione di carico.

Totale: totale del taglio al livello.

F: forza del taglio. [daN]

X: componente lungo l'asse X globale. [daN]

Y: componente lungo l'asse Y globale. [daN]

Z: componente lungo l'asse Z globale. [daN]

Aste verticali: contributo al taglio totale dato dalle aste verticali.

F: forza del taglio. [daN]

X: componente lungo l'asse X globale. [daN]

Y: componente lungo l'asse Y globale. [daN]

Z: componente lungo l'asse Z globale. [daN]

Pareti: contributo al taglio totale dato dalle pareti e piastre generiche verticali.

F: forza del taglio. [daN]

X: componente lungo l'asse X globale. [daN]

Y: componente lungo l'asse Y globale. [daN]

Z: componente lungo l'asse Z globale. [daN]

Livello Nome	Cont. N.br.	Totale			Aste verticali			Pareti		
		X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
Fondazione	Pesi	0	0	-30713	0	0	0	0	0	-30713
Fondazione	Port.	0	0	-5880	0	0	0	0	0	-5880
Fondazione	Variabile C	0	0	-10800	0	0	0	0	0	-10800
Fondazione	SLV X	10356	0	0	0	0	0	10356	0	0
Fondazione	SLV Y	0	7438	0	0	0	0	0	7438	0
Fondazione	SLD X	4057	0	0	0	0	0	4057	0	0
Fondazione	SLD Y	0	2864	0	0	0	0	0	2864	0
Fondazione	SLO X	4656	0	0	0	0	0	4656	0	0
Fondazione	SLO Y	0	2478	0	0	0	0	0	2478	0
Fondazione	Rig Ux	1	0	0	0	0	0	1	0	0
Fondazione	Rig Uy	0	1	0	0	0	0	0	1	0
Fondazione	Rig Rz	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Fondazione	SLU 1	0	0	-35416	0	0	0	0	0	-35416
Fondazione	SLU 2	0	0	-51616	0	0	0	0	0	-51616
Fondazione	SLU 3	0	0	-39532	0	0	0	0	0	-39532
Fondazione	SLU 4	0	0	-55732	0	0	0	0	0	-55732
Fondazione	SLU 5	0	0	-44630	0	0	0	0	0	-44630
Fondazione	SLU 6	0	0	-60830	0	0	0	0	0	-60830
Fondazione	SLU 7	0	0	-48746	0	0	0	0	0	-48746
Fondazione	SLU 8	0	0	-64946	0	0	0	0	0	-64946
Fondazione	SLE RA 1	0	0	-36592	0	0	0	0	0	-36592
Fondazione	SLE RA 2	0	0	-47392	0	0	0	0	0	-47392
Fondazione	SLE FR 1	0	0	-36592	0	0	0	0	0	-36592
Fondazione	SLE FR 2	0	0	-44152	0	0	0	0	0	-44152
Fondazione	SLE QP 1	0	0	-36592	0	0	0	0	0	-36592
Fondazione	SLE QP 2	0	0	-43072	0	0	0	0	0	-43072
Fondazione	SLO 1	-4656	-743	-43072	0	0	0	-4656	-743	-43072
Fondazione	SLO 2	-4656	-743	-43072	0	0	0	-4656	-743	-43072
Fondazione	SLO 3	-4656	743	-43072	0	0	0	-4656	743	-43072
Fondazione	SLO 4	-4656	743	-43072	0	0	0	-4656	743	-43072
Fondazione	SLO 5	-1397	-2478	-43072	0	0	0	-1397	-2478	-43072
Fondazione	SLO 6	-1397	-2478	-43072	0	0	0	-1397	-2478	-43072
Fondazione	SLO 7	-1397	2478	-43072	0	0	0	-1397	2478	-43072
Fondazione	SLO 8	-1397	2478	-43072	0	0	0	-1397	2478	-43072
Fondazione	SLO 9	1397	-2478	-43073	0	0	0	1397	-2478	-43073
Fondazione	SLO 10	1397	-2478	-43073	0	0	0	1397	-2478	-43073
Fondazione	SLO 11	1397	2478	-43072	0	0	0	1397	2478	-43072
Fondazione	SLO 12	1397	2478	-43072	0	0	0	1397	2478	-43072
Fondazione	SLO 13	4656	-743	-43072	0	0	0	4656	-743	-43072
Fondazione	SLO 14	4656	-743	-43072	0	0	0	4656	-743	-43072
Fondazione	SLO 15	4656	743	-43072	0	0	0	4656	743	-43072
Fondazione	SLO 16	4656	743	-43072	0	0	0	4656	743	-43072
Fondazione	SLD 1	-4057	-859	-43072	0	0	0	-4057	-859	-43072
Fondazione	SLD 2	-4057	-859	-43072	0	0	0	-4057	-859	-43072
Fondazione	SLD 3	-4057	859	-43072	0	0	0	-4057	859	-43072
Fondazione	SLD 4	-4057	859	-43072	0	0	0	-4057	859	-43072
Fondazione	SLD 5	-1217	-2864	-43072	0	0	0	-1217	-2864	-43072
Fondazione	SLD 6	-1217	-2864	-43072	0	0	0	-1217	-2864	-43072
Fondazione	SLD 7	-1217	2864	-43072	0	0	0	-1217	2864	-43072
Fondazione	SLD 8	-1217	2864	-43072	0	0	0	-1217	2864	-43072
Fondazione	SLD 9	1217	-2864	-43072	0	0	0	1217	-2864	-43072
Fondazione	SLD 10	1217	-2864	-43072	0	0	0	1217	-2864	-43072
Fondazione	SLD 11	1217	2864	-43072	0	0	0	1217	2864	-43072
Fondazione	SLD 12	1217	2864	-43072	0	0	0	1217	2864	-43072
Fondazione	SLD 13	4057	-859	-43072	0	0	0	4057	-859	-43072
Fondazione	SLD 14	4057	-859	-43072	0	0	0	4057	-859	-43072
Fondazione	SLD 15	4057	859	-43072	0	0	0	4057	859	-43072
Fondazione	SLD 16	4057	859	-43072	0	0	0	4057	859	-43072
Fondazione	SLV 1	-10356	-2231	-43073	0	0	0	-10356	-2231	-43073
Fondazione	SLV 2	-10356	-2231	-43073	0	0	0	-10356	-2231	-43073
Fondazione	SLV 3	-10356	2231	-43072	0	0	0	-10356	2231	-43072
Fondazione	SLV 4	-10356	2231	-43072	0	0	0	-10356	2231	-43072
Fondazione	SLV 5	-3107	-7438	-43073	0	0	0	-3107	-7438	-43073
Fondazione	SLV 6	-3107	-7438	-43073	0	0	0	-3107	-7438	-43073
Fondazione	SLV 7	-3107	7438	-43072	0	0	0	-3107	7438	-43072
Fondazione	SLV 8	-3107	7438	-43072	0	0	0	-3107	7438	-43072
Fondazione	SLV 9	3107	-7438	-43073	0	0	0	3107	-7438	-43073
Fondazione	SLV 10	3107	-7438	-43073	0	0	0	3107	-7438	-43073
Fondazione	SLV 11	3107	7438	-43072	0	0	0	3107	7438	-43072
Fondazione	SLV 12	3107	7438	-43072	0	0	0	3107	7438	-43072
Fondazione	SLV 13	10356	-2231	-43073	0	0	0	10356	-2231	-43073
Fondazione	SLV 14	10356	-2231	-43073	0	0	0	10356	-2231	-43073
Fondazione	SLV 15	10356	2231	-43072	0	0	0	10356	2231	-43072
Fondazione	SLV 16	10356	2231	-43072	0	0	0	10356	2231	-43072
Fondazione	CRTFP Ux+	1	0	0	0	0	0	1	0	0
Fondazione	CRTFP Ux-	-1	0	0	0	0	0	-1	0	0
Fondazione	CRTFP Uy+	0	1	0	0	0	0	0	1	0
Fondazione	CRTFP Uy-	0	-1	0	0	0	0	0	-1	0
Fondazione	CRTFP Rz+	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Fondazione	CRTFP Rz-	0	0	0	0	0	0	0	0	0

2.2. Verifiche elementi strutturali in C.A.

Verifiche piastre C.A.

Le unità di misura elencate nel capitolo sono in [cm, daN] ove non espressamente specificato.

Nodo: indice del nodo di verifica.

Dir.: direzione della sezione di verifica.

B: base della sezione rettangolare di verifica. [cm]

H: altezza della sezione rettangolare di verifica. [cm]

A. sup.: area barre armatura superiori. [cm²]

C. sup.: distanza media delle barre superiori dal bordo superiore della sezione. [cm]

A. inf.: area barre armatura inferiori. [cm²]

C. inf.: distanza media delle barre inferiori dal bordo inferiore della sezione. [cm]

Comb.: combinazione di verifica.

M: momento flettente. [daN·cm]

N: sforzo normale. [daN]

Mu: momento flettente ultimo. [daN·cm]

Nu: sforzo normale ultimo. [daN]

c.s.: coefficiente di sicurezza.

Verifica: stato di verifica.

σ_c : tensione nel calcestruzzo. [daN/cm²]

σ_{lim} : tensione limite. [daN/cm²]

Es/Ec: coefficiente di omogenizzazione.

σ_f : tensione nell'acciaio d'armatura. [daN/cm²]

Piastra Solaio

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Geometria



Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 4500

Calcestruzzo: C28/35 Rck 350

Sistema di riferimento e direzioni di armatura

Le coordinate citate nel seguito sono espresse in un sistema di riferimento cartesiano con origine in (515.1; 7353.1; 300), direzione dell'asse X = (1; 0; 0), direzione dell'asse Y = (0; 1; 0).

Le direzioni X/Y di armatura e le sezioni X/Y di verifica sono individuate dagli assi del sistema di riferimento.

Verifiche nei nodi

Verifiche SLU flessione nei nodi

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per le combinazioni SLV, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
73	Y	100	30	6.66	3.6	5.65	3.6	SLV 3	-616547	0	-625018	0	1.0137	Si
52	Y	100	30	6.66	3.6	5.65	3.6	SLV 1	-616657	0	-628308	0	1.0189	Si
42	Y	50	30	3.43	3.6	2.83	3.6	SLV 1	-299081	0	-311821	0	1.0426	Si
83	Y	50	30	3.43	3.6	2.83	3.6	SLV 3	-298969	0	-311821	0	1.043	Si
76	Y	100	30	6.88	3.6	5.65	3.6	SLV 15	-616569	0	-643440	0	1.0436	Si

Verifiche SLD Resistenza flessione nei nodi

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
73	Y	100	30	6.66	3.6	5.65	3.6	SLD 3	-430582	0	-625018	0	1.4516	Si
52	Y	100	30	6.66	3.6	5.65	3.6	SLD 1	-430691	0	-628308	0	1.4588	Si
42	Y	50	30	3.43	3.6	2.83	3.6	SLD 1	-209942	0	-311821	0	1.4853	Si
83	Y	50	30	3.43	3.6	2.83	3.6	SLD 3	-209831	0	-311821	0	1.4861	Si
76	Y	100	30	6.88	3.6	5.65	3.6	SLD 15	-430593	0	-643440	0	1.4943	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σ_c	σ_{lim}	Es/Ec	Verifica
52	Y	100	30	6.66	3.6	5.65	3.6	SLE QP 2	-313641	0	-19	130.7	15	Si
73	Y	100	30	6.66	3.6	5.65	3.6	SLE QP 2	-313472	0	-19	130.7	15	Si
76	Y	100	30	6.88	3.6	5.65	3.6	SLE QP 2	-313236	0	-18.9	130.7	15	Si
55	Y	100	30	6.88	3.6	5.65	3.6	SLE QP 2	-313157	0	-18.9	130.7	15	Si
62	Y	100	30	6.98	3.6	5.65	3.6	SLE QP 2	-311954	0	-18.8	130.7	15	Si

Verifiche SLE tensione acciaio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σ_f	σ_{lim}	Es/Ec	Verifica
52	Y	100	30	6.66	3.6	5.65	3.6	SLE RA 2	-362477	0	249.9	3600	15	Si
73	Y	100	30	6.66	3.6	5.65	3.6	SLE RA 2	-362255	0	249.7	3600	15	Si
76	Y	100	30	6.88	3.6	5.65	3.6	SLE RA 2	-361979	0	248.9	3600	15	Si
55	Y	100	30	6.88	3.6	5.65	3.6	SLE RA 2	-361871	0	248.8	3600	15	Si
62	Y	100	30	6.98	3.6	5.65	3.6	SLE RA 2	-360682	0	247.7	3600	15	Si

Verifiche SLE fessurazione nei nodi

La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure.

Verifiche pareti C.A.

Le unità di misura elencate nel capitolo sono in [cm, daN] ove non espressamente specificato.

Descrizione breve: nome sintetico assegnato al livello.

Descrizione: nome assegnato al livello.

Quota: quota superiore espressa nel sistema di riferimento assoluto. [cm]

Spessore: spessore del livello. [cm]

Descrizione: descrizione della sezione di verifica.

Dir.: direzione della sezione di verifica.

Base: base della sezione. [cm]

Altezza: altezza della sezione. [cm]

As,sup: area di acciaio efficace superiore. [cm²]

As,inf: area di acciaio efficace inferiore. [cm²]

c,sup: copriferro medio superiore. [cm]

c,inf: copriferro medio inferiore. [cm]

Comb.: combinazione di verifica.

MEd: momento agente. [daN·cm]

NEd: sforzo normale agente, positivo se di trazione. [daN]

MRd: momento resistente. [daN·cm]

NRd: sforzo normale resistente, positivo se di trazione. [daN]

c.s.: coefficiente di sicurezza.

Verifica: stato di verifica.

d: altezza utile. [cm]

bw: minima larghezza anima. [cm]

Armatura a taglio: necessità di armatura a taglio.

Asw/s: rapporto tra l'area dell'armatura trasversale e l'interasse tra due armature consecutive.

VEd: taglio agente. [daN]

Vrd,c: resistenza di calcolo a taglio per elementi privi di armature trasversali. [daN]

Vrcd: valore resistente di calcolo a taglio compressione del calcestruzzo d'anima. [daN]

Vrsd: valore resistente di calcolo a taglio trazione dell'armatura trasversale. [daN]

VRd: resistenza a taglio. [daN]

cotg(θ): cotangente dell'angolo dei puntoni rispetto all'asse.

Asl: area armatura longitudinale. [cm²]

Sezione fessurata: sezione fessurata.

σ_c : tensione del calcestruzzo. [daN/cm²]

$\sigma_{c,limite}$: tensione limite del calcestruzzo. [daN/cm²]

Es/Ec: coefficiente di omogeneizzazione.

σ_f : tensione dell'armatura. [daN/cm²]

$\sigma_{f,limite}$: tensione limite dell'armatura. [daN/cm²]

Indice sezione: indice della sezione di verifica.

Quota: quota della sezione di verifica. [cm]

Tipo: descrizione della quota.

Quota ritegno: quota del ritegno all'instabilità. [cm]

β : valore del coefficiente nel tratto al di sopra del ritegno all'instabilità.

MEd,x: momento agente attorno all'asse x della sezione di verifica. [daN·cm]

MRd,x: momento resistente attorno all'asse x della sezione di verifica. [daN·cm]

MEd,y: momento agente attorno all'asse y della sezione di verifica. [daN·cm]

MRd,y: momento resistente attorno all'asse y della sezione di verifica. [daN·cm]

NEd: sforzo normale agente, negativo se di compressione. [daN]

NRd: sforzo normale resistente, negativo se di compressione. [daN]

Quota ritegno inf.: quota del ritegno inferiore. [cm]

Quota ritegno sup.: quota del ritegno superiore. [cm]

ΔH : distanza tra i ritegni all'interno dei quali cade la sezione. [cm]

SLU: valori per SLU.

β_x : valore di β per inflessione attorno l'asse x-x.

λ_x : snellezza per inflessione attorno l'asse x-x.

β_y : valore di β per inflessione attorno l'asse y-y.

λ_y : snellezza per inflessione attorno l'asse y-y.

SLV: valori per SLV.

$\lambda_{lim,x}$: snellezza limite per inflessione attorno l'asse x-x. D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.9.2 [4.1.41].

$\lambda_{lim,y}$: snellezza limite per inflessione attorno l'asse y-y. D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.9.2 [4.1.41].

MxEd: momento agente attorno l'asse x-x della sezione, privo di imperfezioni e effetti del secondo ordine. [daN·cm]

M0Ed,x: momento del primo ordine attorno l'asse x-x della sezione, considerante eventuali imperfezioni geometriche. [daN·cm]

M2,x: momento del secondo ordine attorno l'asse x-x della sezione. [daN·cm]

MEd,tot,x: momento di verifica attorno l'asse x-x della sezione. [daN·cm]

MRd,x: momento resistente attorno l'asse x-x della sezione in pressoflessione deviata. [daN·cm]

MyEd: momento agente attorno l'asse y-y della sezione, privo di imperfezioni e effetti del secondo ordine. [daN·cm]

M0Ed,y: momento del primo ordine attorno l'asse y-y della sezione, considerante eventuali imperfezioni geometriche. [daN·cm]

M2,y: momento del secondo ordine attorno l'asse y-y della sezione. [daN·cm]

MEd,tot,y: momento di verifica attorno l'asse y-y della sezione. [daN·cm]

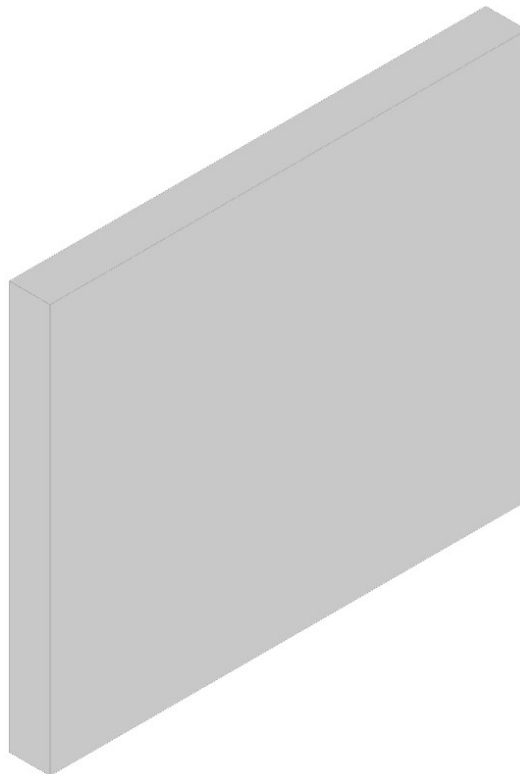
MRd,y: momento resistente attorno l'asse y-y della sezione in pressoflessione deviata. [daN·cm]

NRd: sforzo normale resistente. [daN]

Parete Fondazione

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Geometria



Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 4500

Calcestruzzo: C28/35 Rck 350

Livelli significativi

Descrizione breve	Descrizione	Quota	Spessore
L1	Fondazione	0	40
L2	Piano 1	300	30

Verifiche nei nodi

Sezioni rettangolari

Descrizione	Dir.	Base	Altezza	As,sup	As,inf	c,sup	c,inf
63 Prosp.A	Orizzontale	100	30	6.69	6.69	4.74	4.74
53 Prosp.A	Orizzontale	100	30	6.69	6.69	4.74	4.74
74 Prosp.A	Orizzontale	100	30	6.69	6.69	4.74	4.74
43 Prosp.A	Orizzontale	50	30	4.02	4.02	4.86	4.86
84 Prosp.A	Orizzontale	50	30	4.02	4.02	4.86	4.86

Verifiche a flessione SLU D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.4.2

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per le combinazioni SLV, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	MRd	NRd	c.s.	Verifica
63 Prosp.A	Orizzontale	SLV 3	540739	-5237	670737	-6496	1.2404	Si
53 Prosp.A	Orizzontale	SLV 3	537999	-5744	679435	-7254	1.2629	Si
74 Prosp.A	Orizzontale	SLV 1	537905	-5742	679435	-7253	1.2631	Si
43 Prosp.A	Orizzontale	SLV 3	268243	-2299	377277	-3234	1.4065	Si
84 Prosp.A	Orizzontale	SLV 1	268158	-2296	377231	-3230	1.4067	Si

Verifiche a flessione SLD Resistenza D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.4.2

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	MRd	NRd	c.s.	Verifica
63 Prosp.A	Orizzontale	SLD 3	365363	-4534	695170	-8626	1.9027	Si
53 Prosp.A	Orizzontale	SLD 3	364299	-4933	705788	-9556	1.9374	Si
74 Prosp.A	Orizzontale	SLD 1	364206	-4930	705743	-9554	1.9378	Si
43 Prosp.A	Orizzontale	SLD 3	182058	-2126	392311	-4581	2.1549	Si
84 Prosp.A	Orizzontale	SLD 1	181973	-2123	392240	-4575	2.1555	Si

Verifiche a taglio SLU D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.5

Descrizione	Dir.	d	bw	Armatura a taglio	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrsd	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
18 Prosp.A	Orizzontale	25.2	100	Non necessaria	0	SLV 13	-5249	-4207	265770	12900	64990	0	12900	2.5	7.792	2.4576	Si
14 Prosp.A	Orizzontale	25.2	100	Non necessaria	0	SLV 15	-5249	-4210	265768	12900	64990	0	12900	2.5	7.792	2.4578	Si
16 Prosp.A	Orizzontale	25.2	100	Non necessaria	0	SLV 13	-5193	-4771	264737	12971	65063	0	12971	2.5	7.792	2.4976	Si
20 Prosp.A	Orizzontale	25.1	50	Non necessaria	0	SLV 13	-2489	-1831	139951	6390	32267	0	6390	2.5	4.331	2.5679	Si
12 Prosp.A	Orizzontale	25.1	50	Non necessaria	0	SLV 15	-2488	-1834	139953	6391	32267	0	6391	2.5	4.331	2.5683	Si

Verifiche a taglio SLD Resistenza D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.5

Descrizione	Dir.	d	bw	Armatura a taglio	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrsd	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
36 Prosp.A	Orizzontale	25.2	100	Non necessaria	0	SLD 1	2599	-4665	167072	12948	64979	0	12948	2.5	5.655	4.9825	Si
63 Prosp.A	Orizzontale	25.3	100	Non necessaria	0	SLD 1	2599	-4534	365363	12953	65122	0	12953	2.5	6.692	4.9843	Si
34 Prosp.A	Orizzontale	25.2	100	Non necessaria	0	SLD 3	2586	-4670	167710	12949	64980	0	12949	2.5	5.655	5.0081	Si
38 Prosp.A	Orizzontale	25.2	100	Non necessaria	0	SLD 1	2585	-4667	167672	12949	64979	0	12949	2.5	5.655	5.0097	Si
53 Prosp.A	Orizzontale	25.3	100	Non necessaria	0	SLD 3	2586	-4933	364299	13003	65174	0	13003	2.5	6.692	5.0291	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo D.M. 17-01-18 §4.1.2.2.5.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	σc	σc limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
53 Prosp.A	Orizzontale	SLE QP 2	254506	-4419	No	-16.9	130.7	15	7.7398	Si
74 Prosp.A	Orizzontale	SLE QP 2	254383	-4417	No	-16.9	130.7	15	7.7436	Si
63 Prosp.A	Orizzontale	SLE QP 2	254472	-4089	No	-16.8	130.7	15	7.7883	Si
43 Prosp.A	Orizzontale	SLE QP 2	127522	-2016	No	-16.6	130.7	15	7.8948	Si
84 Prosp.A	Orizzontale	SLE QP 2	127438	-2013	No	-16.5	130.7	15	7.9006	Si

Verifiche SLE tensione acciaio D.M. 17-01-18 §4.1.2.2.5.2

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	σf	σf limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
43 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 2	147255	-2317	No	175.3	3600	15	20.5329	Si
84 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 2	147145	-2313	No	175.2	3600	15	20.5456	Si
63 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 2	293997	-4701	No	167.9	3600	15	21.444	Si
53 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 2	294071	-5070	No	166.2	3600	15	21.6613	Si
74 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 2	293909	-5067	No	166.1	3600	15	21.6731	Si

Verifiche generali

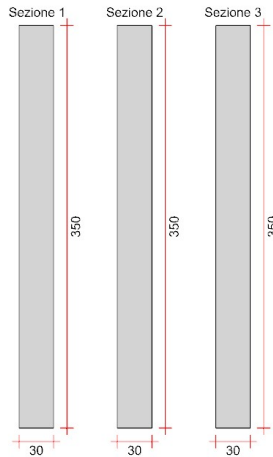
Verifica del nucleo N1

Nucleo con cerniera plastica a quota 0.

Posizione delle sezioni di verifica

Indice sezione	Quota	Tipo
1	0	Fondazione (estradosso);Si
2	135	interpiano
3	270	Piano 1 (intradosso);Si

Sezioni lorde



Ritegni all'instabilità

Quota ritegno	Tipo	β
0	Fondazione (estradosso); Si	Automatico
285	Piano 1 (metà spessore); Si	Automatico

Verifiche a flessione SLU D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.4-§7.4.4.5.1

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

Indice sezione	Quota	Comb.	MEd,x	MRd,x	MEd,y	MRd,y	NEd	NRd	c.s.	Verifica
1	0	SLU 4	1377	54124	-188245	-7399555	-27870	-1095510	39.308	Si
1	0	SLV 13	302328	415181	1935245	2657634	-17805	-24451	1.373	Si
2	135	SLU 4	1342	73319	105708	5775115	-23867	-1303906	54.633	Si
2	135	SLV 3	-151737	-6670064	-135526	-5957433	-21269	-934925	43.958	Si
3	270	SLU 8	1307	2756	1284266	2707991	-24671	-52020	2.109	Si
3	270	SLV 1	15349	19244	1689220	2117885	-19267	-24156	1.254	Si

Verifiche a flessione SLD Resistenza D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.4-§7.4.4.5.1

Indice sezione	Quota	Comb.	MEd,x	MRd,x	MEd,y	MRd,y	NEd	NRd	c.s.	Verifica
1	0	SLD 3	-115417	-514301	-789987	-3520199	-22985	-102422	4.456	Si
2	135	SLD 3	-57994	-4124949	-52796	-3755176	-18982	-1350126	71.127	Si
3	270	SLD 1	6317	12362	1136283	2223572	-16980	-33229	1.957	Si

Verifiche a taglio non dissipativa SLU D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.5

Indice sezione	Quota	d	bw	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrzd	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
1	0	345	30	0.071	SLU 4	0	-27870	-1377	31105	268635	214702	214702	2.5	0	830669.354	Si
1	0	345	30	0.071	SLV 5	-3721	-22658	-	30334	267838	214702	214702	2.5	0	57.693	Si
2	135	344.7	30	0.079	SLU 4	0	-23867	-1342	30488	267776	238338	238338	2.5	0	922195.705	Si
2	135	344.7	30	0.079	SLV 5	-3517	-18655	-508778	29719	266980	238338	238338	2.5	0	67.775	Si
3	270	344.7	30	0.107	SLU 1	0	-11704	-282	28692	288401	288401	288401	2.224	0	1000000	Si
3	270	344.7	30	0.107	SLV 9	-3263	-14413	-49608	29092	288671	288671	288671	2.226	0	88.461	Si

Verifiche a taglio non dissipativa SLD Resistenza D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.5

Indice sezione	Quota	d	bw	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrzd	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
1	0	345	30	0.071	SLD 5	-1433	-21972	-387776	30233	267733	214702	214702	2.5	0	149.86	Si
2	135	344.7	30	0.079	SLD 5	-1354	-17969	-196280	29617	266875	238338	238338	2.5	0	176.047	Si
3	270	344.7	30	0.107	SLD 9	-1256	-15099	-19505	29193	288739	288739	288739	2.227	0	229.83	Si

Verifiche ad instabilità deviata SLU EN1992-1-1:2008 §5.8.8

Indice sezione	Quota	Quota ritegno inf.	Quota ritegno sup.	ΔH	SLU					SLV				
					β_x	λ_x	β_y	λ_y	β_x	λ_x	β_y	λ_y		
1	0	0	285	285	1	32.909	1	2.821	1	32.909	1	2.821		
2	135	0	285	285	1	32.909	1	2.821	1	32.909	1	2.821		
3	270	0	285	285	1	32.909	1	2.821	1	32.909	1	2.821		

Indice sezione	Quota	Comb.	$\lambda_{lim,x}$	$\lambda_{lim,y}$	MxEd	M0Ed,x	M2,x	MEd,tot,x	MRd,x	MyEd	M0Ed,y	M2,y	MEd,tot,y	MRd,y	NEd	NRd	c.s.	Verifica
1	0	SLU 4	196.881	196.881	-188245	-214721	0	-214721	-	-1377	-1377	0	-1377	-49748	-	-	36.13	Si
1	0	SLV 13	246.324	246.324	1935245	1952159	0	1952159	2655237	-	-	0	-302328	-411212	-	-24217	1.36	Si
2	135	SLU 4	212.753	212.753	105708	128381	0	128381	6449393	-1342	-1342	0	-1342	-67419	-	-	50.236	Si
2	135	SLV 3	225.373	225.373	-135526	-155731	0	-155731	-	151737	151737	0	151737	6030880	-	-845332	39.746	Si
3	270	SLU 8	209.258	209.258	1284266	1307703	0	1307703	2694635	-1307	-1307	0	-1307	-2693	-	-50836	2.061	Si
3	270	SLV 1	236.79	236.79	1689220	1707524	0	1707524	2114411	-15349	-15349	0	-15349	-19006	-	-23858	1.238	Si

Verifiche ad instabilità deviata SLD Resistenza EN1992-1-1:2008 §5.8.8

Indice sezione	Quota	Quota ritegno inf.	Quota ritegno sup.	ΔH	β_x	λ_x	β_y	λ_y
1	0	0	285	285	1	32.909	1	2.821

Indice sezione	Quota	Quota ritengo inf.	Quota ritengo sup.	ΔH	βx	λx	βy	λy
2	135	0	285	285	1	32.909	1	2.821
3	270	0	285	285	1	32.909	1	2.821

Indice sezione	Quota	Comb.	λ, lim, x	λ, lim, y	MxEd	M0Ed,x	M2,x	MEd,tot,x	MRd,x	MyEd	M0Ed,y	M2,y	MEd,tot,y	MRd,y	NEd	NRd	c.s.	Verifica
1	0	SLD 3	216.795	216.795	-789987	-811823	0	-811823	-	115417	115417	0	115417	494681	-	-98515	4.286	Si
2	135	SLD 3	238.562	238.562	-52796	-70828	0	-70828	3479495	57994	57994	0	57994	3782542	-	-	65.223	Si
3	270	SLD 1	252.231	252.231	1136283	1152414	0	1152414	4619614	-6317	-6317	0	-6317	-12153	18982	-32668	1.924	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo D.M. 17-01-18 §4.1.2.2.5.1

Indice sezione	Quota	Comb.	MEd,x	MEd,y	NEd	Sezione fessurata	σ	σ limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
1	0	SLE RA 2	918	-84830	-23699	No	-3.6	174.3	15	49.032	Si
1	0	SLE QP 1	370	51717	-18297	No	-2.5	130.7	15	52.137	Si
2	135	SLE RA 2	894	37032	-19696	No	-2.4	174.3	15	71.828	Si
2	135	SLE QP 1	362	-53617	-14294	No	-2.2	130.7	15	58.549	Si
3	270	SLE RA 2	871	913815	-17694	No	-17.7	174.3	15	9.837	Si
3	270	SLE QP 2	664	786677	-15533	No	-15.3	130.7	15	8.555	Si

Verifiche SLE tensione acciaio D.M. 17-01-18 §4.1.2.2.5.2

Indice sezione	Quota	Comb.	MEd,x	MEd,y	NEd	Sezione fessurata	σ	σ limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
1	0	SLE RA 1	370	51717	-18297	No	-15.1	3600	15	238.156	Si
2	135	SLE RA 1	362	-53617	-14294	No	-9.6	3600	15	373.246	Si
3	270	SLE RA 2	871	913815	-17694	No	140.6	3600	15	25.602	Si

Verifiche FONDAZIONI

Normativa

NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI NTC 2018

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI

Istruzioni per l'applicazione dell'"Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018. Circolare 21 gennaio 2019, n.7.

NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI NTC 2008

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008.

CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009.

CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI

Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007

NORMA TECNICA UNI EN 1997-1:2005 (EUROCODICE 7 - PROGETTAZIONE GEOTECNICA)

Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.

NORMA TECNICA UNI EN 1998:2005 (EUROCODICE 8 - PROGETTAZIONE SISMICA)

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

D.M. 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 (norma possibile se si opera in Zona sismica 4, attuali Classi I e II).

Preferenze di geotecnica

La **struttura in oggetto** è stata analizzata secondo la norma D.M. 17-01-18 (N.T.C.), considerandola come tipo di costruzione 2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari. In particolare si è prevista, in accordo con il committente, una vita nominale dell'opera di $V_n=50$ anni per una classe d'uso III, e quindi una vita di riferimento di 75 anni (NTC18 e NTC08 §2.4.3).

L'opera è edificata in località Monza E Della Brianza, Brugherio, Cascina Sant'anna; Latitudine ED50 45,57° (45° 34' 12"); Longitudine ED50 9,3098° (9° 18' 35"); Altitudine s.l.m. 155,94 m. (coordinate esatte: 45,570009 9,309809).

La pericolosità sismica di base del sito di costruzione è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa al suolo in condizioni ideali su sito di riferimento rigido e superficie topografica orizzontale. Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni ag e dalle relative forme spettrali. I tre parametri fondamentali (accelerazione ag, fattore di amplificazione F_0 e periodo T^*C) si ricavano per ciascun nodo del del reticolo di riferimento in funzione del periodo di ritorno dell'azione sismica TR previsto, espresso in anni; quest'ultimo è noto una volta fissate la vita di riferimento V_r della costruzione e la probabilità di superamento attesa nell'arco della vita di riferimento. Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{Vr} cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati sono riportate nella tabella 3.2.1 del §3.2.1 della norma; i valori di P_{Vr} forniti in tabella possono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

Nella presente progettazione si sono considerati i seguenti parametri sismici:

P_{Vr} SLD (%)

63

Tr SLD	75.43	
Ag/g SLD	0.059	
Fo SLD	2.403	
Tc ⁺ SLD	0.241	[s]
PVr SLV (%)	10	
Tr SLV	711.84	
Ag/g SLV	0.1517	
Fo SLV	2.466	
Tc ⁺ SLV	0.276	[s]

Programma delle indagini e delle prove geotecniche: contiene il programma delle indagini e delle prove geotecniche, definito dal progettista in base alle caratteristiche dell'opera in progetto e alle presumibili caratteristiche del sottosuolo. Le indagini geotecniche devono permettere un'adeguata caratterizzazione geotecnica del volume significativo di terreno, che è la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione dell'opera e che influenza l'opera stessa. La posizione dei punti di indagine e la loro quota assoluta devono essere rilevate topograficamente e riportate in planimetria. I risultati delle indagini e prove geotecniche in sito devono essere documentati con indicazioni sui tipi di indagine condotte e le caratteristiche delle attrezzature impiegate:

Caratterizzazione geotecnica dei terreni in sito

Caratterizzazione geotecnica dei terreni in sito: contiene i profili geotecnici, cioè la successione stratigrafica considerata per la progettazione (sezioni geotecniche), il regime delle pressioni interstiziali, le caratteristiche meccaniche dei terreni e tutti gli elementi significativi del sottosuolo. L'insieme di questi dati deve permettere la determinazione dei parametri geotecnici caratteristici.

Terreni

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Fonte: origine dei dati dell'elemento.

Natura geologica: natura geologica del terreno (granulare, coesivo, roccia).

Coesione (c[']): coesione efficace del terreno. [daN/cm²]

Coesione non drenata (Cu): coesione non drenata (Cu), per terreni eminentemente coesivi (argille). [daN/cm²]

Angolo di attrito interno φ: angolo di attrito interno del terreno. [deg]

Angolo di attrito di interfaccia δ: angolo di attrito all'interfaccia tra terreno-cls. [deg]

Coeff. α di adesione della coesione (0;1): coeff. di adesione della coesione all'interfaccia terreno-cls, compreso tra 0 ed 1. Il valore è adimensionale.

Coeff. di spinta K0: coefficiente di spinta a riposo del terreno. Il valore è adimensionale.

γ naturale: peso specifico naturale del terreno in sito, assegnato alle zone non immerse. [daN/cm³]

γ saturo: peso specifico saturo del terreno in sito, assegnato alle zone immerse. [daN/cm³]

E: modulo elastico longitudinale del terreno. [daN/cm²]

v: coefficiente di Poisson del terreno. Il valore è adimensionale.

Qualità roccia RQD (0;1): rock quality degree. Indice di qualità della roccia, assume valori nell'intervallo (0;1). Il valore è adimensionale.

Descrizione	Fonte	Natura geologica	Coesione (c')	Coesione non drenata (Cu)	Angolo di attrito interno φ	Angolo di attrito di interfaccia δ	Coeff. α di adesione della coesione (0;1)	Coeff. di spinta K0	γ naturale	γ saturo	E	v	Qualità roccia RQD (0;1)
Ghiaia		Generico	0	0	38	0	1	0.38	0.00195	0.00215	900	0.3	0
STRATO		Generico	0	0	25	17	0	0.58	0.00165	0.0019	40	0.3	0
1_Mozzanica		Generico	0	0	27	18	0	0.55	0.00175	0.00195	80	0.3	0
STRATO		Generico	0	0	32	21	0	0.47	0.00175	0.00195	180	0.3	0
2_Mozzanica		Generico	0	0									
STRATO		Generico	0	0									
3_Mozzanica		Generico	0	0									

Modellazione del sottosuolo e metodi di analisi e di verifica

Modellazione del sottosuolo e metodi di analisi e di verifica: contiene la descrizione del modello di calcolo adottato per il suolo, con i relativi parametri di modellazione; sono indicati anche gli eventuali metodi adottati per ricavare i parametri di modellazione ed i metodi e le condizioni con cui sono condotte le verifiche geotecniche.

Modello di fondazione

Le travi di fondazione sono modellate tramite uno specifico elemento finito che gestisce il suolo elastico alla Winkler. Le fondazioni a plinto superficiale sono modellate con un numero elevato di molle verticali elastiche agenti su nodi collegati rigidamente al nodo centrale. Le fondazioni a platea sono modellate con l'inserimento di molle verticali elastiche agenti nei nodi delle mesh.

Verifica di scorrimento

La verifica di scorrimento della fondazione superficiale viene eseguita considerando le caratteristiche del terreno immediatamente sottostante al piano di posa della fondazione, ricavato in base alla stratigrafia associata all'elemento, e trascurando, a favore di sicurezza, l'eventuale spinta passiva laterale.

Qualora l'elemento in verifica sia formato da parti non omogenee tra loro, ad esempio una travata in cui le singole travi di fondazione siano associate ad un differente sondaggio, verranno condotte verifiche geotecniche distinte sui singoli tratti.

Lo scorrimento di una fondazione avviene nel momento in cui le componenti delle forze parallele al piano di contatto tra fondazione e terreno vincono l'attrito e la coesione terreno-fondazione e, qualora fosse presente, la spinta passiva laterale.

Il coefficiente di sicurezza a scorrimento si ottiene dal rapporto tra le forze stabilizzanti di progetto (Rd) e quelle instabilizzanti (Ed):

$$Rd = (N \cdot \tan(\varphi) + c_a \cdot B \cdot L + \alpha \cdot S_p) / \gamma_{Rs}$$

$$Ed = \sqrt{T_x^2 + T_y^2}$$

dove:

N	= risultante delle forze normali al piano di scorrimento;
Tx, Ty	= componenti delle forze tangenziali al piano di scorrimento;
tan(phi)	= coefficiente di attrito terreno-fondazione;
ca	= aderenza alla base, pari alla coesione del terreno di fondazione o ad una sua frazione;
B, L	= dimensioni della fondazione;
alpha	= fattore di riduzione della spinta passiva;
Sp	= spinta passiva dell'eventuale terreno laterale;
gamma rs	= fattore di sicurezza parziale per lo scorrimento;

Le normative prevedono che il fattore di sicurezza a scorrimento FS=Rd/Ed sia non minore di un prefissato limite.

Verifica di capacità portante

La verifica di capacità portante della fondazione superficiale viene eseguita mediante formulazioni di letteratura geotecnica considerando le caratteristiche dei terreni sottostanti al piano di posa della fondazione, ricavati in base alla stratigrafia associata all'elemento.

Qualora l'elemento in verifica sia formato da parti non omogenee tra loro, ad esempio una travata in cui le singole travi di fondazione siano associate ad un differente sondaggio, verranno condotte verifiche geotecniche distinte sui singoli tratti.

La verifica viene fatta raffrontando la portanza di progetto (Rd) con la sollecitazione di progetto (Ed); la prima deriva dalla portanza calcolata con metodi della letteratura geotecnica, ridotta da opportuni fattori di sicurezza parziali; la seconda viene valutata ricavando la risultante della sollecitazione scaricata al suolo con una integrazione delle pressioni nel tratto di calcolo. Le normative prevedono che il fattore di sicurezza alla capacità portante, espresso come rapporto tra il carico ultimo di progetto della fondazione (Rd) ed il carico agente (Ed), sia non minore di un prefissato limite.

La portanza di una fondazione rappresenta il carico ultimo trasmissibile al suolo prima di arrivare alla rottura del terreno. Le formule di calcolo presenti in letteratura sono nate per la fondazione nastriforme indefinita ma aggiungono una serie di termini correttivi per considerare le effettive condizioni al contorno della fondazione, esprimendo la capacità portante ultima in termini di pressione limite agente su di una fondazione equivalente soggetta a carico centrato.

La determinazione della capacità portante ai fini della verifica è stata condotta secondo il metodo di Vesic, che viene descritto nei paragrafi successivi.

Metodo di Vesic

La capacità portante valutata attraverso la formula di Vesic risulta, nel caso generale:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

Nel caso di terreno eminentemente coesivo (phi = 0) tale relazione diventa:

$$Q_{lim} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

dove:

gamma'	= peso di volume efficace dello strato di fondazione;
B	= larghezza efficace della fondazione (B = Bf - 2e);
L	= lunghezza efficace della fondazione (L = Lf - 2e);
c	= coesione dello strato di fondazione;
cu	= coesione non drenata dello strato di fondazione;
q	= sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;
Nc, Nq, Ny	= fattori di capacità portante;
sc, sq, sy	= fattori di forma della fondazione;
dc, dq, dy	= fattori di profondità del piano di posa della fondazione;
ic, iq, iy	= fattori di inclinazione del carico;
bc, bq, by	= fattori di inclinazione della base della fondazione;

gc, gq, gy = fattori di inclinazione del piano campagna;

Nel caso di piano di campagna inclinato ($\beta > 0$) e $\phi = 0$, Vesic propone l'aggiunta, nella formula sopra definita, del termine $0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma}$ con $N_{\gamma} = -2 \cdot \tan \beta$

Per la teoria di Vesic i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg} \phi; \quad N_q = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \phi)}; \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg} \phi$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}; \quad s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}; \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \text{tg} \phi; \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k; \quad d'_c = 0.4 \cdot k; \quad d_q = 1 + 2 \cdot k \cdot \text{tg} \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2; \quad d_\gamma = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}; \quad i'_c = \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_a \cdot N_c}; \quad i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi} \right)^m;$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi} \right)^{m+1}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g_q = (1 - \text{tg} \beta)^2; \quad g_\gamma = g_q$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b_q = (1 - \eta \cdot \text{tg} \phi)^2; \quad b_\gamma = b_q$$

$$k = \frac{D}{B_f} \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1); \quad k = \text{arctg} \left(\frac{D}{B_f} \right) \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} > 1); \quad m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

ϕ = angolo di attrito dello strato di fondazione;

c_a = aderenza alla base della fondazione;

ν = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale ($\nu = 0$ se orizzontale);

β = inclinazione del pendio;

H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione dal piano campagna;

Influenza degli strati sulla capacità portante

Le formulazioni utilizzate per la portanza prevedono la presenza di uno stesso terreno nella zona interessata dalla potenziale rottura. In prima approssimazione lo spessore di tale zona è pari a:

$$H = \frac{1}{2} \cdot B \cdot \text{Tan}(45^\circ + \phi/2)$$

In presenza di stratificazioni di terreni diversi all'interno di tale zona, il calcolo diventa più complesso; non esiste una metodologia univoca per questi casi, differenti autori hanno proposto soluzioni diverse a seconda dei casi che si possono presentare. In prima approssimazione, nel caso di stratificazioni, viene trovata una media delle caratteristiche dei terreni, pesata sullo spessore degli strati interessati. Nel caso in cui il primo strato incontrato sia coesivo viene anche verificato che la compressione media agente sulla fondazione non superi la tensione limite di espulsione, circostanza che provocherebbe il rifluimento del terreno da sotto la fondazione, rendendo impossibile la portanza.

La tensione limite di espulsione q_{ult} per terreno coesivo viene calcolata come:

$$q_{ult} = 4c + q$$

dove c è la coesione e q è il sovraccarico agente sul piano di posa.

Influenza del sisma sulla capacità portante

La capacità portante nelle combinazioni sismiche viene valutata mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica. L'effetto inerziale prodotto dalla struttura in elevazione sulla fondazione può essere considerato tenendo conto dell'effetto

dell'inclinazione (rapporto tra forze T parallele al piano di posa e carico normale N) e dell'eccentricità (rapporto tra momento M e carico normale N) delle azioni in fondazione, e produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite, oltre alla riduzione dell'area efficace.

L'effetto cinematico si manifesta per effetto dell'inerzia delle masse del suolo sotto la fondazione come una riduzione della resistenza teorica calcolata in condizioni statiche; tale riduzione è in funzione del coefficiente sismico orizzontale k_h , cioè dell'accelerazione normalizzata massima attesa al suolo, e delle caratteristiche del suolo. L'effetto è più marcato su terreni granulari, mentre nei suoli coesivi è poco rilevante.

Per tener conto nella determinazione del carico limite di tali effetti inerziali vengono introdotti nelle combinazioni sismiche anche i fattori correttivi e (earthquake), valutati secondo **Paolucci e Pecker**:

$$e_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi}\right)^{0.35}; \quad e_c = 1 - 0.32 \cdot k_h; \quad e_\gamma = e_q$$

Verifiche delle fondazioni

Verifiche delle fondazioni: contiene la descrizione degli stati limite considerati, gli approcci e le combinazioni di calcolo adottate; vengono poi elencate le pressioni e gli spostamenti massimi e minimi raggiunti nei diversi SL e le verifiche condotte sulle fondazioni presenti, superficiali e profonde.

Le verifiche nei confronti degli Stati Limite ultimi SLU strutturali (STR) e geotecnici (GEO) sono state effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'approccio 2:

DA1.2 - Approccio 2:

- Combinazione 1:(A1+M1+R3)

Le verifiche strutturali delle fondazioni in combinazioni sismiche sono state condotte in campo sostanzialmente elastico.

<testo utente: si consiglia di integrare il paragrafo con la descrizione e la motivazione dell'approccio adottato e degli altri eventuali stati limite considerati nelle verifiche (clic dx per modificare il paragrafo)>

Verifiche travate C.A. di fondazione

Le unità di misura elencate nel capitolo sono in [cm, daN, deg] ove non espressamente specificato.

N°: indice progressivo della sezione.

Descrizione: descrizione della sezione.

Tipo: tipo di sezione.

Base: base della sezione. [cm]

Altezza: altezza della sezione. [cm]

Copriferro sup.: distanza del bordo della staffa dalla superficie superiore del getto. [cm]

Copriferro inf.: distanza del bordo della staffa dalla superficie inferiore del getto. [cm]

Copriferro lat.: distanza del bordo della staffa dalle superfici laterali del getto. [cm]

x: distanza da asse appoggio sinistro. [cm]

d: altezza utile. [cm]

Af: area di armatura inferiore per unità di lunghezza. [cm]

M: momento flettente. [daN·cm/cm]

Comb: combinazione.

x/d: rapporto tra posizione asse neutro e altezza utile.

Mult: momento ultimo. [daN·cm/cm]

V: sforzo di taglio. [daN/cm]

Vult: sforzo di taglio ultimo. [daN/cm]

Verifica: stato di verifica.

Af: area di armatura. [cm²]

Rara: famiglia di combinazione di verifica.

σ c: tensione di compressione nel calcestruzzo. [daN/cm²]

σ c limite: tensione di compressione limite nel calcestruzzo. [daN/cm²]

σ f: tensione di trazione nell'acciaio. [daN/cm²]

σ f limite: tensione di trazione limite nell'acciaio. [daN/cm²]

Quasi permanente: famiglia di combinazione di verifica.

Size X: misura dell'impronta al suolo lungo X. [cm]

Size Y: misura dell'impronta al suolo lungo Y. [cm]

Comb.: combinazione.

Sis.: indicazione combinazione sismica.

Cnd: indicazione condizione di carico (BT breve termine o LT lungo termine).

Fx: componente orizzontale del carico lungo x. [daN]

Fy: componente orizzontale del carico lungo y. [daN]

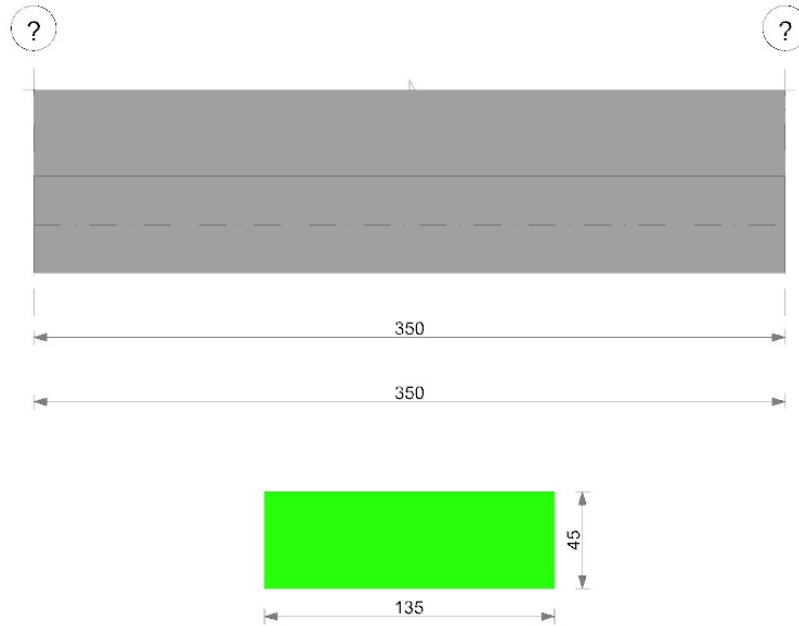
Fz: componente verticale del carico. [daN]

IncX: inclinazione del carico lungo x. [deg]

IncY: inclinazione del carico lungo y. [deg]
Phi: angolo di attrito di progetto. [deg]
Ad: adesione di progetto. [daN/cm²]
RPI: resistenza passiva laterale unitaria di progetto. [daN/cm]
yR: coefficiente parziale sulla resistenza di progetto.
Rd: resistenza di progetto. [daN]
Ed: azione di progetto. [daN]
Rd/Ed: coefficiente di sicurezza allo scorrimento.
Aste: numero delle aste del tratto in verifica.
Size X: misura dell'impronta al suolo lungo la direzione X locale. [cm]
Size Y: misura dell'impronta al suolo lungo la direzione Y locale. [cm]
Type: indicazione del tipo di combinazione statica o sismica.
Cnd: resistenza valutata per condizione a breve o lungo termine (BT - LT).
Rd/Ed: coefficiente di sicurezza alla capacità portante.
Mx: momento risultante agente attorno x. [daN·cm]
My: momento risultante agente attorno y. [daN·cm]
Inc.x: inclinazione del carico lungo x. [deg]
Inc.y: inclinazione del carico lungo y. [deg]
Ecc.x: eccentricità del carico lungo x. [cm]
Ecc.y: eccentricità del carico lungo y. [cm]
B': larghezza efficace. [cm]
L': lunghezza efficace. [cm]
qd: sovraccarico di progetto. [daN/cm²]
ys: peso specifico di progetto del suolo. [daN/cm³]
Fi: angolo di attrito di progetto. [deg]
Coes: coesione di progetto. [daN/cm²]
Amax: accelerazione normalizzata max al suolo.
N:
Nq: fattore di capacità portante per il termine di sovraccarico.
Nc: fattore di capacità portante per il termine coesivo.
Ng: fattore di capacità portante per il termine attritivo.
S:
Sq: fattore correttivo di capacità portante per forma (shape), per il termine di sovraccarico.
Sc: fattore correttivo di capacità portante per forma (shape), per il termine coesivo.
Sg: fattore correttivo di capacità portante per forma (shape), per il termine attritivo.
D:
Dq: fattore correttivo di capacità portante per approfondimento (deep), per il termine di sovraccarico.
Dc: fattore correttivo di capacità portante per approfondimento (deep), per il termine coesivo.
Dg: fattore correttivo di capacità portante per approfondimento (deep), per il termine attritivo.
I:
Iq: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del carico, per il termine di sovraccarico.
Ic: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del carico, per il termine coesivo.
Ig: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del carico, per il termine attritivo.
B:
Bq: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione della base, per il termine di sovraccarico.
Bc: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione della base, per il termine coesivo.
Bg: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione della base, per il termine attritivo.
G:
Gq: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del pendio, per il termine di sovraccarico.
Gc: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del pendio, per il termine coesivo.
Gg: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del pendio, per il termine attritivo.
P:
Pq: fattore correttivo di capacità portante per punzonamento, per il termine di sovraccarico.
Pc: fattore correttivo di capacità portante per punzonamento, per il termine coesivo.
Pg: fattore correttivo di capacità portante per punzonamento, per il termine attritivo.
E:
Eq: fattore correttivo di capacità portante per sisma (earthquake), per il termine di sovraccarico.
Ec: fattore correttivo di capacità portante per sisma (earthquake), per il termine coesivo.
Eg: fattore correttivo di capacità portante per sisma (earthquake), per il termine attritivo.

Trave di fondazione

Geometria



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 135x45	Rettangolare	135	45	3.5	3.5	3.5

Diagramma verifica stato limite ultimo flessione

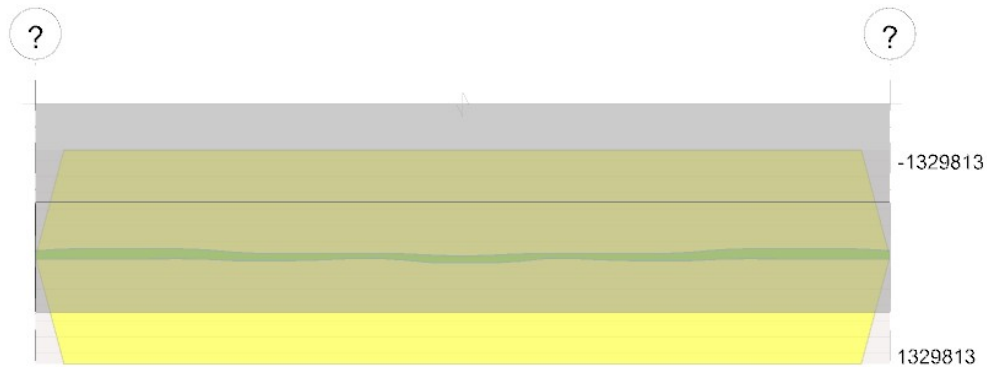
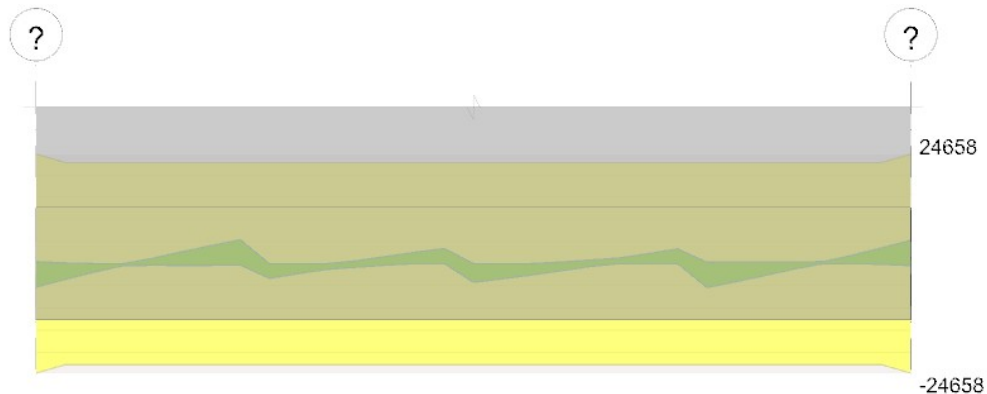


Diagramma verifica stato limite ultimo taglio



Output campate

Funzionamento trasversale della soola di fondazione

Campata 1 tra i fili ? - ?, sezione R 135x45, aste 4, 3, 2, 1

Verifiche di resistenza della soola di fondazione

x	d	Af	M	Comb	x/d	Mult	V	Comb	Vult	Verifica
0	41	0.05	3343	SLV 5	0.14	8341	72	SLV 5	171	Si
175	41	0.05	1948	SLU 8	0.04	8694	42	SLU 8	171	Si
350	41	0.05	3343	SLV 7	0.14	8341	72	SLV 7	171	Si

Verifiche di resistenza della soola di fondazione in condizioni SLD

x	d	Af	M	Comb	x/d	Mult	V	Comb	Vuit	Verifica
0	41	0.05	2025	SLD 5	0.115	9692	44	SLD 5	171	Si
175	41	0.05	1429	SLD 3	0.115	9692	31	SLD 3	171	Si
350	41	0.05	2025	SLD 7	0.115	9692	44	SLD 7	171	Si

Verifiche delle tensioni di esercizio

x	d	Af	M	Comb	Rara			Quasi permanente			Verifica		
					σc	σc limite	σf	σf limite	M	Comb		σc	σc limite
0	41	0.0549	1414	SLE RA 2	3.9	174.3	48.3	3600	1271	SLE QP 2	3.5	130.7	Si
175	41	0.0549	1413	SLE RA 2	3.9	174.3	48.3	3600	1271	SLE QP 2	3.5	130.7	Si
350	41	0.0549	1414	SLE RA 2	3.9	174.3	48.3	3600	1271	SLE QP 2	3.5	130.7	Si

Verifiche di apertura delle fessure

La campata non presenta apertura delle fessure nella soola

Verifiche geotecniche

Verifiche geotecniche di scorrimento sul piano di posa

Size X	Size Y	Comb.	Sis.	Cnd	Fx	Fy	Fz	IncX	IncY	Phi	Ad	RPI	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
350	185	SLU 5	ST	LT	0	-5141	-31947	0	-9	18	0	52.46	1.1	26130	5141	5.08	Si
350	185	SLV 13	SIS	LT	-1823	-10189	-22767	-5	-24	18	0	52.46	1.1	24711	10351	2.39	Si

Verifiche geotecniche di capacità portante sul piano di posa

Aste		Size X	Size Y	Comb	Type	Cnd	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
4,3,2,1		350	185	SLU 8	ST	LT	2.3	221781	42105	5.27	Si
4,3,2,1		350	185	SLV 15	SIS	LT	2.3	45832	22767	2.01	Si
4,3,2,1		350	185	SLD 15	SIS	LT	2.3	130506	26556	4.91	Si

Verifiche geotecniche di capacità portante - parametri utilizzati nel calcolo di Rd

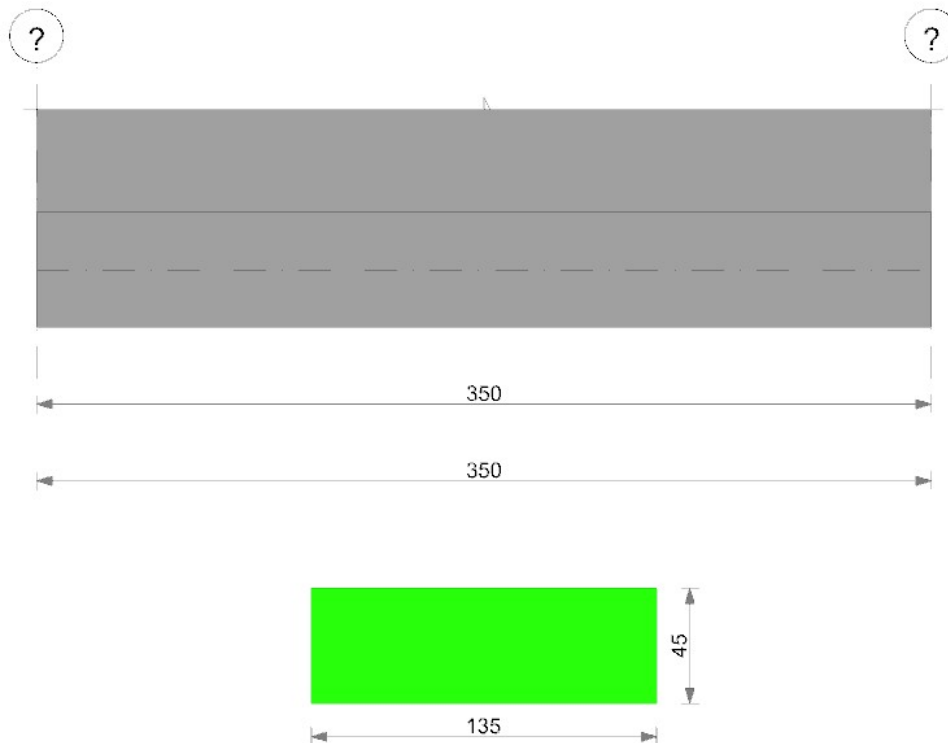
Fx	Fy	Fz	Mx	My	Inc.x	Inc.y	Ecc.x	Ecc.y	B'	L'	qd	ys	Fi	Coes	Amax
2	-2609	-42105	88580	64	0	-4	0	2	181	350	0.34	0.00175	27	0	
1825	-10189	-22767	470441	561684	5	-24	25	21	144	301	0.34	0.00175	27	0	0.2
662	-5730	-26556	238939	203418	1	-12	8	9	167	335	0.34	0.00175	27	0	0.08

Verifiche geotecniche di capacità portante - fattori utilizzati nel calcolo di Rd

N			S			D			I			B			G			P			E			
Nq	Nc	Ng	Sq	Sc	Sg	Dq	Dc	Dg	Iq	lc	Ig	Bq	Bc	Bg	Gq	Gc	Gg	Pq	Pc	Pg	Eq	Ec	Eg	
13	24	14	1.26	1.28	0.79	1.29	1.38	1	0.9	0.89	0.84	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
13	24	14	1.24	1.26	0.81	1.29	1.38	1	0.36	0.31	0.2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.84	0.94	0.84	
13	24	14	1.25	1.28	0.8	1.29	1.38	1	0.67	0.64	0.52	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.95	0.98	0.95	

Trave di fondazione

Geometria



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 135x45	Rettangolare	135	45	3.5	3.5	3.5

Diagramma verifica stato limite ultimo flessione

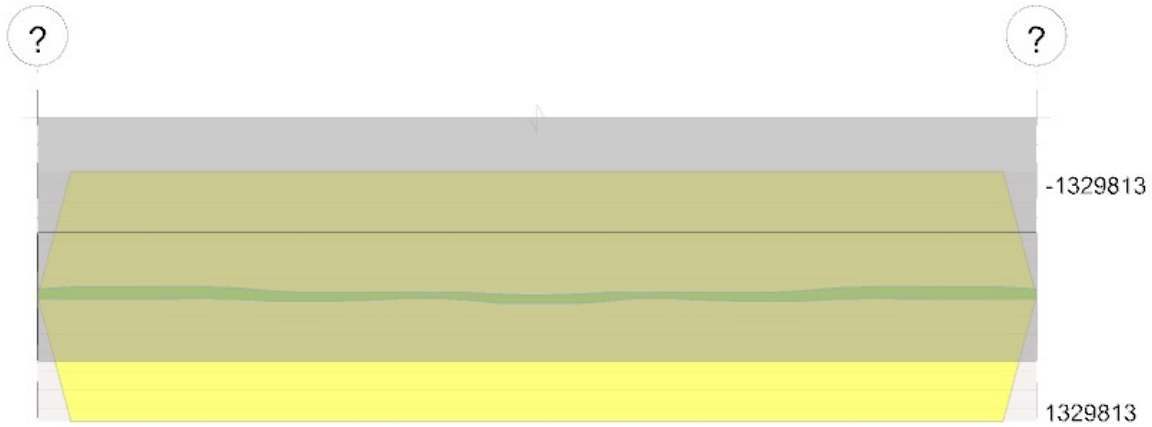
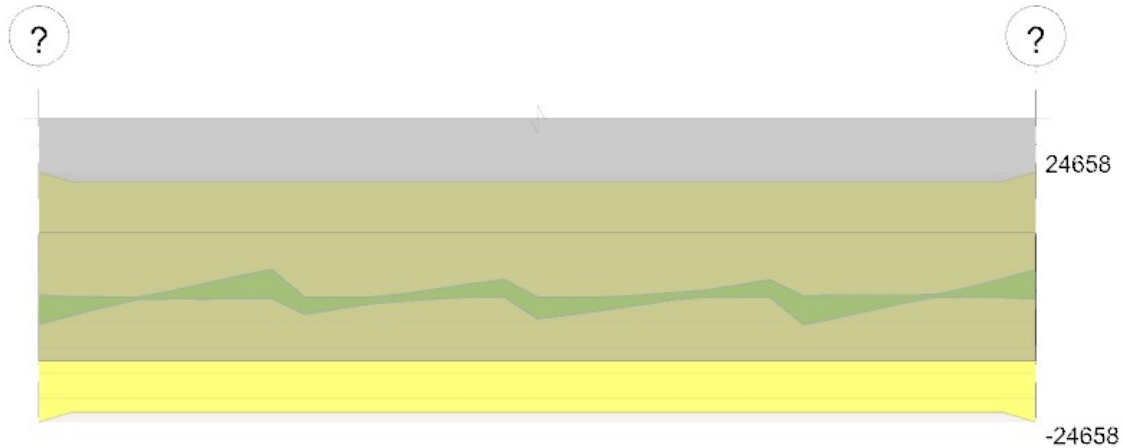


Diagramma verifica stato limite ultimo taglio



Output campate

Funzionamento trasversale della suola di fondazione

Campata 1 tra i fili ? - ?, sezione R 135x45, aste 8, 7, 6, 5

Verifiche di resistenza della suola di fondazione

x	d	Af	M	Comb	x/d	Mult	V	Comb	Vult	Verifica
0	41	0.05	3387	SLV 9	0.14	8341	73	SLV 9	171	Si
175	41	0.05	2005	SLU 8	0.04	8694	43	SLU 8	171	Si
350	41	0.05	3387	SLV 11	0.14	8341	73	SLV 11	171	Si

Verifiche di resistenza della suola di fondazione in condizioni SLD

x	d	Af	M	Comb	x/d	Mult	V	Comb	Vult	Verifica
0	41	0.05	2069	SLD 9	0.115	9692	45	SLD 9	171	Si
175	41	0.05	1473	SLD 13	0.115	9692	32	SLD 13	171	Si
350	41	0.05	2069	SLD 11	0.115	9692	45	SLD 11	171	Si

Verifiche delle tensioni di esercizio

x	d	Af	M	Rara				Quasi permanente				Verifica	
				Comb	σ c	σ c limite	σ f	σ f limite	M	Comb	σ c		σ c limite
0	41	0.0549	1458	SLE RA 2	4	174.3	49.8	3600	1315	SLE QP 2	3.6	130.7	Si
175	41	0.0549	1458	SLE RA 2	4	174.3	49.8	3600	1315	SLE QP 2	3.6	130.7	Si
350	41	0.0549	1458	SLE RA 2	4	174.3	49.8	3600	1316	SLE QP 2	3.6	130.7	Si

Verifiche di apertura delle fessure

La campata non presenta apertura delle fessure nella suola

Verifiche geotecniche

Verifiche geotecniche di scorrimento sul piano di posa

Size X	Size Y	Comb.	Sis.	Cnd	Fx	Fy	Fz	IncX	IncY	Phi	Ad	RPI	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
350	185	SLU 5	ST	LT	0	2374	-32817	0	4	18	0	46.11	1.1	24366	2374	10.27	Si
350	185	SLV 1	SIS	LT	-1825	7974	-23436	-4	19	18	0	46.11	1.1	22954	8180	2.81	Si

Verifiche geotecniche di capacità portante sul piano di posa

Aste	Size X	Size Y	Comb	Type	Cnd	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
8, 7, 6, 5	350	185	SLU 8	ST	LT	2.3	240273	42975	5.59	Si
8, 7, 6, 5	350	185	SLV 1	SIS	LT	2.3	63870	23436	2.73	Si
8, 7, 6, 5	350	185	SLD 3	SIS	LT	2.3	155896	27225	5.73	Si

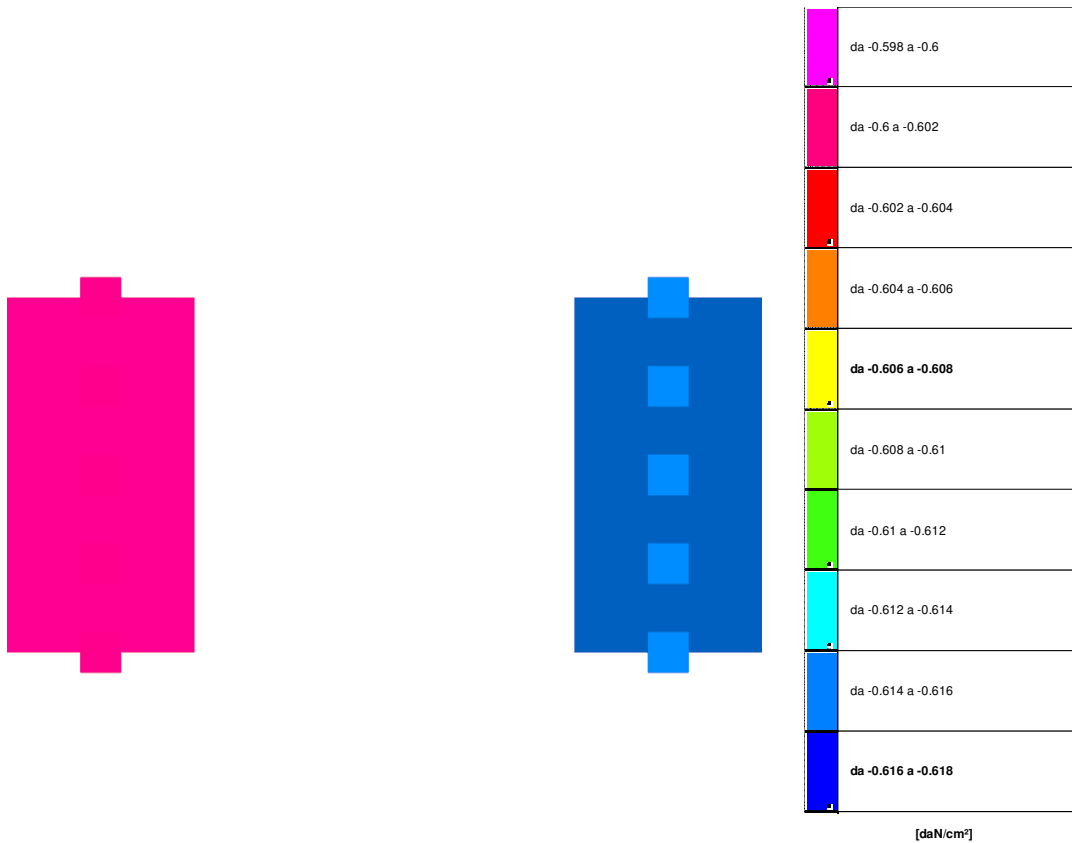
Verifiche geotecniche di capacità portante - parametri utilizzati nel calcolo di Rd

Fx	Fy	Fz	Mx	My	Inc.x	Inc.y	Ecc.x	Ecc.y	B'	L'	qd	ys	Fi	Coes	Amax
-2	-159	-42975	13979	149	0	0	0	0	184	350	0.32	0.00175	27	0	
-1825	7974	-23436	-389169	-561572	-4	19	-24	-17	152	302	0.32	0.00175	27	0	0.2
659	3565	-27225	-159083	203452	1	7	7	-6	173	335	0.32	0.00175	27	0	0.08

Verifiche geotecniche di capacità portante - fattori utilizzati nel calcolo di Rd

N			S			D			I			B			G			P			E			
Nq	Nc	Ng	Sq	Sc	Sg	Dq	Dc	Dg	Iq	lc	Ig	Bq	Bc	Bg	Gq	Gc	Gg	Pq	Pc	Pg	Eq	Ec	Eg	
13	24	14	1.27	1.29	0.79	1.27	1.36	1	0.99	0.99	0.99	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
13	24	14	1.26	1.28	0.8	1.27	1.36	1	0.49	0.45	0.32	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.84	0.94	0.84
13	24	14	1.26	1.29	0.79	1.27	1.36	1	0.79	0.77	0.68	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.95	0.98	0.95

Pressioni terreno in SLU



Rappresentazione in pianta delle massime compressioni sul terreno in famiglia SLU.

Nodo: Nodo che interagisce col terreno.

Ind.: indice del nodo.

Pressione minima: situazione in cui si verifica la pressione minima nel nodo.

Cont.: nome breve della condizione o combinazione di carico a cui si riferisce la pressione minima.

uz: spostamento massimo verticale del nodo. [cm]

Valore: pressione minima sul terreno del nodo. [daN/cm²]

Pressione massima: situazione in cui si verifica la pressione massima nel nodo.

Cont.: nome breve della condizione o combinazione di carico a cui si riferisce la pressione massima.

uz: spostamento minimo verticale del nodo. [cm]

Valore: pressione massima sul terreno del nodo. [daN/cm²]

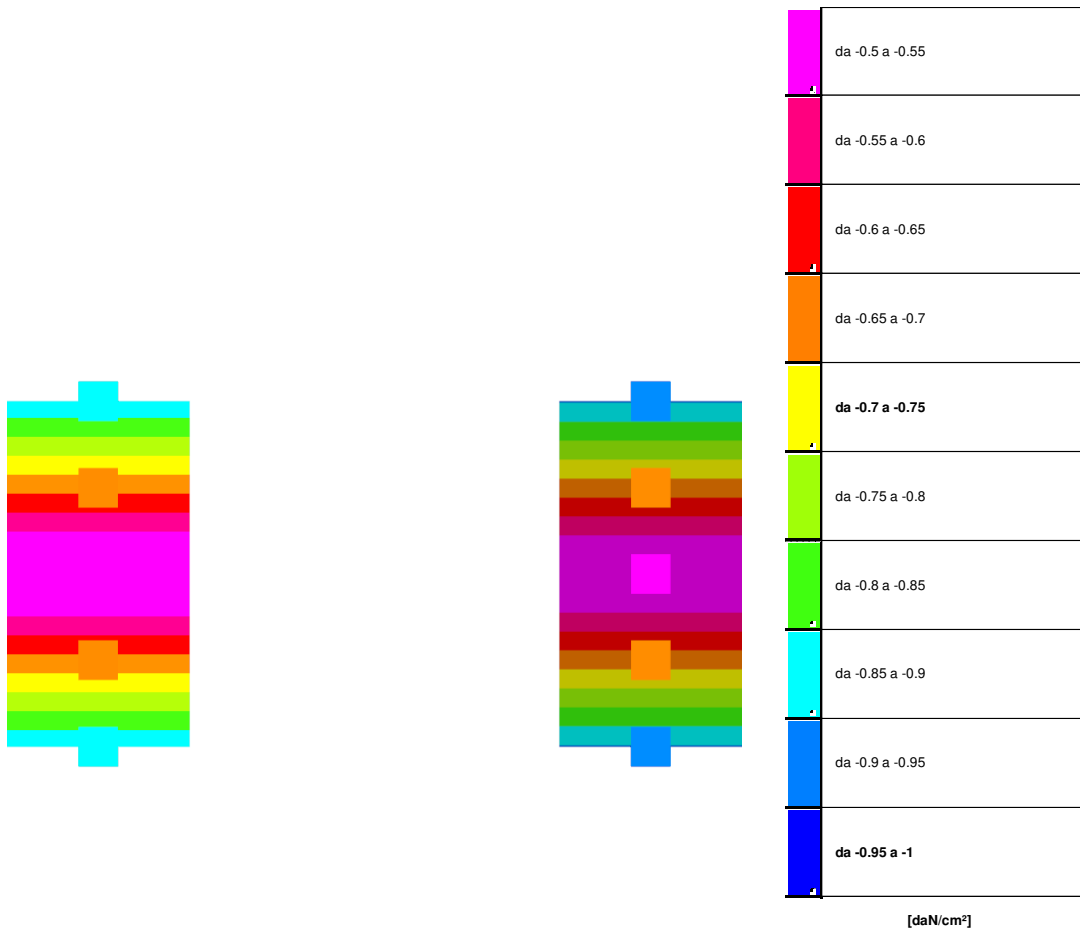
Compressione estrema massima -0.61522 al nodo di indice 21, di coordinate x = 1075, y = 7703, z = -20, nel contesto SLU 8.

Spostamento estremo minimo -1.18094 al nodo di indice 21, di coordinate x = 1075, y = 7703, z = -20, nel contesto SLU 8.

Spostamento estremo massimo -0.67261 al nodo di indice 10, di coordinate x = 515, y = 7528, z = -20, nel contesto SLU 1.

Nodo Ind.	Cont.	Pressione minima		Pressione massima		
		uz	Valore	uz	Valore	
2	SLU 8	-1.15504	-0.60172	SLU 1	-0.67284	-0.35052
5	SLU 8	-1.18073	-0.61511	SLU 1	-0.69268	-0.36086
6	SLU 8	-1.15463	-0.60151	SLU 1	-0.67262	-0.35041
9	SLU 8	-1.18034	-0.6149	SLU 1	-0.69246	-0.36074
10	SLU 8	-1.15461	-0.6015	SLU 1	-0.67261	-0.3504
13	SLU 8	-1.18036	-0.61491	SLU 1	-0.69245	-0.36073
14	SLU 8	-1.15463	-0.60151	SLU 1	-0.67261	-0.3504
17	SLU 8	-1.18044	-0.61496	SLU 1	-0.69247	-0.36074
18	SLU 8	-1.15505	-0.60173	SLU 1	-0.67282	-0.35051
21	SLU 8	-1.18094	-0.61522	SLU 1	-0.6927	-0.36087

Pressioni terreno in SLV/SLVf/SLUEcc



Rappresentazione in pianta delle massime compressioni sul terreno in famiglie SLV/SLVf/SLUEcc.

Nodo: Nodo che interagisce col terreno.

Ind.: indice del nodo.

Pressione minima: situazione in cui si verifica la pressione minima nel nodo.

Cont.: nome breve della condizione o combinazione di carico a cui si riferisce la pressione minima.

uz: spostamento massimo verticale del nodo. [cm]

Valore: pressione minima sul terreno del nodo. [daN/cm²]

Pressione massima: situazione in cui si verifica la pressione massima nel nodo.

Cont.: nome breve della condizione o combinazione di carico a cui si riferisce la pressione massima.

uz: spostamento minimo verticale del nodo. [cm]

Valore: pressione massima sul terreno del nodo. [daN/cm²]

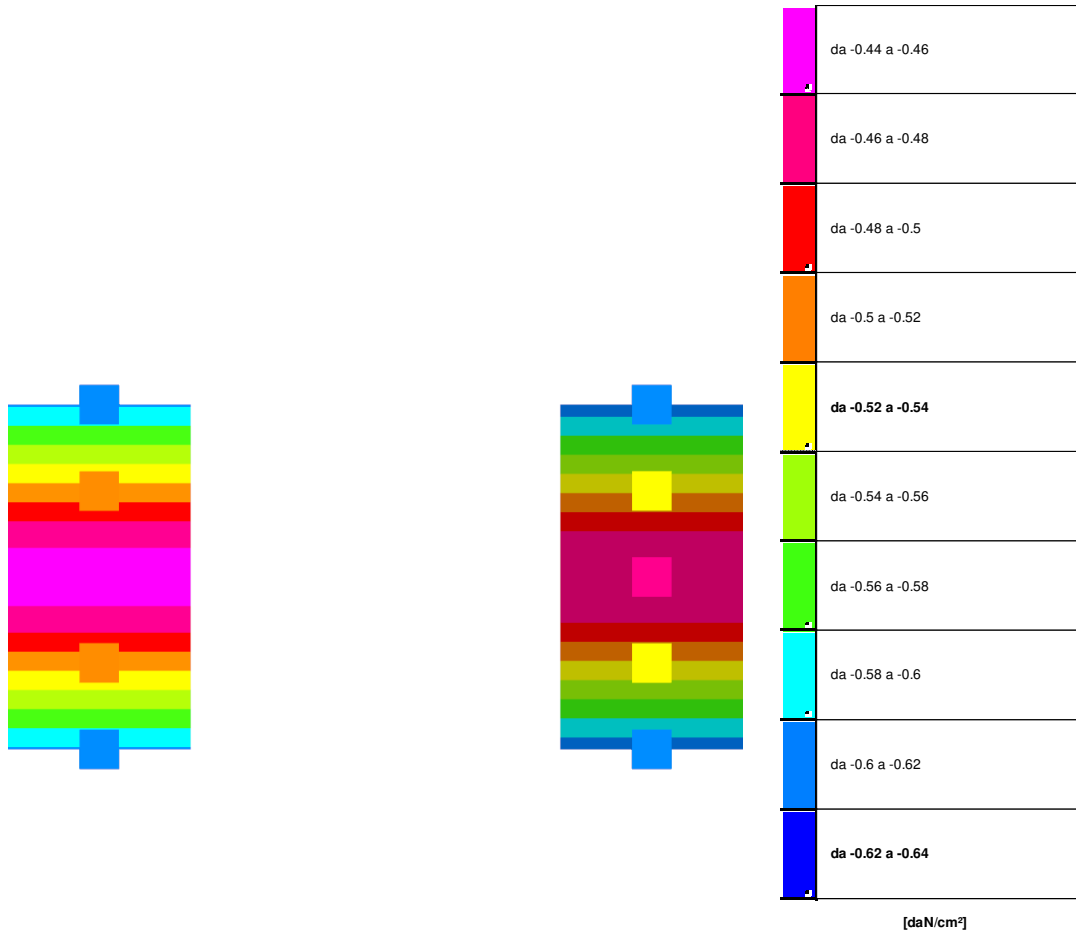
Compressione estrema massima -0.90429 al nodo di indice 21, di coordinate x = 1075, y = 7703, z = -20, nel contesto SLV 11.

Spostamento estremo minimo -1.73584 al nodo di indice 21, di coordinate x = 1075, y = 7703, z = -20, nel contesto SLV 11.

Spostamento estremo massimo 0.14323 al nodo di indice 18, di coordinate x = 515, y = 7703, z = -20, nel contesto SLV 9.

Nodo Ind.	Pressione minima			Pressione massima		
	Cont.	uz	Valore	Cont.	uz	Valore
2	SLV 5	-1.71597	-0.89394	SLV 11	0.14322	0.07461
5	SLV 9	-1.73575	-0.90425	SLV 7	0.1234	0.06428
6	SLV 5	-1.27807	-0.66582	SLV 11	-0.29414	-0.15323
9	SLV 9	-1.29786	-0.67613	SLV 7	-0.31395	-0.16356
10	SLV 3	-0.96921	-0.50492	SLV 13	-0.60297	-0.31412
13	SLV 13	-0.98904	-0.51524	SLV 3	-0.62279	-0.32445
14	SLV 7	-1.27807	-0.66582	SLV 9	-0.29413	-0.15323
17	SLV 11	-1.29791	-0.67615	SLV 5	-0.314	-0.16358
18	SLV 7	-1.71597	-0.89394	SLV 9	0.14323	0.07461
21	SLV 11	-1.73584	-0.90429	SLV 5	0.1233	0.06424

Pressioni terreno in SLE/SLD



Rappresentazione in pianta delle massime compressioni sul terreno in famiglie SLE/SLD.

Nodo: Nodo che interagisce col terreno.

Ind.: indice del nodo.

Pressione minima: situazione in cui si verifica la pressione minima nel nodo.

Cont.: nome breve della condizione o combinazione di carico a cui si riferisce la pressione minima.

uz: spostamento massimo verticale del nodo. [cm]

Valore: pressione minima sul terreno del nodo. [daN/cm²]

Pressione massima: situazione in cui si verifica la pressione massima nel nodo.

Cont.: nome breve della condizione o combinazione di carico a cui si riferisce la pressione massima.

uz: spostamento minimo verticale del nodo. [cm]

Valore: pressione massima sul terreno del nodo. [daN/cm²]

Compressione estrema massima -0.6126 al nodo di indice 21, di coordinate x = 1075, y = 7703, z = -20, nel contesto SLO 11.

Spostamento estremo minimo -1.17592 al nodo di indice 21, di coordinate x = 1075, y = 7703, z = -20, nel contesto SLO 11.

Spostamento estremo massimo -0.41671 al nodo di indice 18, di coordinate x = 515, y = 7703, z = -20, nel contesto SLO 9.

Nodo		Pressione minima			Pressione massima		
Ind.	Cont.	uz	Valore	Cont.	uz	Valore	
2	SLO 5	-1.15604	-0.60224	SLO 11	-0.41671	-0.21709	
5	SLO 9	-1.17583	-0.61255	SLO 7	-0.43652	-0.22741	
6	SLO 5	-0.98273	-0.51196	SLO 11	-0.58948	-0.30709	
9	SLO 9	-1.00253	-0.52227	SLO 7	-0.60929	-0.31741	
10	SLO 3	-0.86551	-0.45089	SLE RA 1	-0.69004	-0.35948	
13	SLO 13	-0.88533	-0.46122	SLE RA 1	-0.70988	-0.36981	
14	SLO 7	-0.98273	-0.51196	SLO 9	-0.58948	-0.30709	
17	SLO 11	-1.00257	-0.52223	SLO 5	-0.60933	-0.31744	
18	SLO 7	-1.15603	-0.60224	SLO 9	-0.41671	-0.21709	
21	SLO 11	-1.17592	-0.6126	SLO 5	-0.43662	-0.22746	

Cedimenti fondazioni superficiali

Nodo: nodo che interagisce col terreno.

Ind.: indice del nodo.

spostamento nodale massimo: situazione in cui si verifica lo spostamento massimo verticale nel nodo calcolato dal solutore ad elementi finiti. Lo spostamento massimo con segno è quello con valore massimo lungo l'asse Z, dove valori positivi rappresentano spostamenti verso l'alto.

Cont.: nome breve della condizione o combinazione di carico a cui si riferisce lo spostamento.

uz: spostamento verticale del nodo calcolato dal solutore ad elementi finiti. Lo spostamento è dotato di segno. [cm]

Press.: pressione sul terreno corrispondente allo spostamento. Valori positivi indicano trazione, valori negativi indicano compressione. [daN/cm²]

spostamento nodale minimo: situazione in cui si verifica lo spostamento minimo verticale del nodo calcolato dal solutore ad elementi finiti. Lo spostamento minimo con segno è quello con valore minimo lungo l'asse Z, dove valori negativi rappresentano spostamenti verso il basso.

Cont.: nome breve della condizione o combinazione di carico a cui si riferisce lo spostamento.

uz: spostamento verticale del nodo calcolato dal solutore ad elementi finiti. Lo spostamento è dotato di segno. [cm]

Press.: pressione sul terreno corrispondente allo spostamento. Valori positivi indicano trazione, valori negativi indicano compressione. [daN/cm²]

Cedimento elastico: cedimento teorico elastico massimo.

Cont.: nome breve della combinazione di carico in cui è stato calcolato il cedimento teorico elastico massimo.

v.: valore del cedimento teorico elastico massimo. [cm]

Cedimento edometrico: cedimento teorico edometrico massimo.

Cont.: nome breve della combinazione di carico in cui è stato calcolato il cedimento teorico edometrico massimo.

v.: valore del cedimento teorico edometrico massimo. [cm]

Cedimento di consolidazione: cedimento teorico di consolidazione massimo.

Cont.: nome breve della combinazione di carico in cui è stato calcolato il cedimento teorico di consolidazione massimo.

v.: valore del cedimento teorico di consolidazione massimo. [cm]

Spostamento estremo minimo -1.17592 al nodo di indice 21, di coordinate x = 1075, y = 7703, z = -20, nel contesto SLO 11.

Spostamento estremo massimo -0.41671 al nodo di indice 18, di coordinate x = 515, y = 7703, z = -20, nel contesto SLO 9.

Nodo	spostamento nodale massimo			spostamento nodale minimo			Cedimento elastico		Cedimento edometrico		Cedimento di consolidazione		
	Ind.	Cont.	uz	Press.	Cont.	uz	Press.	Cont.	v.	Cont.	v.	Cont.	v.
2	SLO 11	-0.41671	-0.21709		SLO 5	-1.15604	-0.60224						
5	SLO 7	-0.43652	-0.22741		SLO 9	-1.17583	-0.61255						
6	SLO 11	-0.58948	-0.30709		SLO 5	-0.98273	-0.51196						
9	SLO 7	-0.60929	-0.31741		SLO 9	-1.00253	-0.52227						
10	SLE RA 1	-0.69004	-0.35948		SLO 3	-0.86551	-0.45089						
13	SLE RA 1	-0.70988	-0.36981		SLO 13	-0.88533	-0.46122						
14	SLO 9	-0.58948	-0.30709		SLO 7	-0.98273	-0.51196						
17	SLO 5	-0.60933	-0.31744		SLO 11	-1.00257	-0.5223						
18	SLO 9	-0.41671	-0.21709		SLO 7	-1.15603	-0.60224						
21	SLO 5	-0.43662	-0.22746		SLO 11	-1.17592	-0.6126						