



COMUNE DI SALA BOLOGNESE

Servizio Lavori Pubblici - Patrimonio - Manutenzioni



CITTA' METROPOLITANA DI BOLOGNA

Servizio Progettazione Costruzioni e Manutenzione Strade

ACCORDO DI PROGRAMMA DELL'8/4/2009 IN ATTUAZIONE DELL'ACCORDO TERRITORIALE DELLE AREE PRODUTTIVE SOVRA COMUNALI (APEA) IN VARIANTE ALLA PIANIFICAZIONE URBANISTICA COMUNALE AI SENSI DELL'ART. 34 DEL D.LGS. N. 267/2000 E DEGLI ARTT. 18 E 40 DELLA L.R. N. 20/2000 (AMBITO DI TAVERNELLE)

RAZIONALIZZAZIONE DELL'INTERSEZIONE A RASO TRA LA S.P. 3 'TRASVERSALE DI PIANURA' E LA VIA ANTONIO GRAMSCI NEL COMUNE DI SALA BOLOGNESE ATTRAVERSO LA REALIZZAZIONE DI UNA ROTATORIA E DI UN SOTTOPASSO CICLOPEDONALE

PROGETTO DEFINITIVO

Soggetto attuatore:



P3 SALA BOLOGNESE s.r.l.
Piazza Pio XI, 1 - 20123 Milano

Comune di Sala Bolognese:

DIRETTORE AREA TECNICA
Arch. Maria Grazia Murru

REFERENTE TECNICO E RESPONSABILE DEL SERVIZIO LL.PP.
P.E. Gianni Nannetti

Città Metropolitana di Bologna:

DIRIGENTE DEL SERVIZIO VIABILITÀ
Ing. Pietro Luminasi

REFERENTE TECNICO
Ing. Barbara Lucchetti

Progettazione:



Via Castiglione, 81 - 40124 Bologna

Consulenza specialistica:

Titolo elaborato:

Opere Strutturali

RELAZIONE DI CALCOLO PRELIMINARE

N. elab.:

ST.01

Rev.	Data	Note	Redatto	Verificato	Approvato
A	20/02/2019	EMISSIONE	NALDI	RANGONI	RANGONI
File 17-L31.PD.ST.01.A0A_Relazione Di Calcolo Preliminare.pdf			Scala plottaggio		Scala

1.	PREMESSE.....	2
2.	DESCRIZIONE DELLE OPERE	2
3.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI	3
5.	CARATTERISTICHE DEI TERRENI	3
6.	MODELLO DI CALCOLO	4
7.	AZIONI DI PROGETTO	5
8.	COMBINAZIONI DI CARICO	10
9.	RIEPILOGO DEI RISULTATI.....	12

1. PREMESSE

1.1. DESCRIZIONE DEL CONTESTO E DELLE STRUTTURE IN PROGETTO

La presente relazione fa parte del Progetto dei lavori di **razionalizzazione dell'intersezione a raso tra la S.P. 3 "Trasversale di Pianura" e la Via Antonio Gramsci nel Comune di Sala Bolognese, attraverso la realizzazione di una rotatoria e di un percorso ciclopedonale sottopassante la S.P. 3**. In questo ambito si inserisce la realizzazione dell'opera di sotto-attraaversamento della S.P.3, a servizio del percorso ciclopedonale che è costituita dalle due rampe di accesso, con sezione ad 'U' e dal sottopasso vero e proprio, con sezione scatolare.

2. DESCRIZIONE DELLE OPERE

La presente relazione ha per oggetto la verifica del nuovo sottopassaggio in c.a. e dei conci ad U costituenti le rampe. Le suddette strutture sono realizzate in cemento armato gettato in opera. A livello planimetrico, la forma curvilinea del tracciato ciclo-pedonale impone di sviluppare anche le opere strutturali con andamento curvo. Di conseguenza tutte le principali caratteristiche planimetriche delle strutture verranno riferite all'asse geometrico.

Le rampe sono costituite da una soletta di base di spessore pari a 0.40 m e da pareti di spessore pari a 0.40 m. La soletta è impostata a profondità variabile rispetto al piano campagna e le due pareti verticali che sostengono il terreno latistante le rampe stesse, presentano un'altezza variabile tra 0.55-2.80 m per la rampa Nord e un'altezza variabile tra 0.45-3.20 m per la rampa Sud. Per garantire un funzionamento strutturale corretto le rampe risultano suddivise tramite appositi giunti strutturali di separazione a tenuta idraulica. In particolare la rampa Nord risulta suddivisa in tre tratti di circa 11 m, mentre la rampa Sud risulta suddivisa in quattro tratti di lunghezza variabile tra i 9 e gli 11 metri circa. La rampa Nord presenta una lunghezza pari a circa 34 metri, mentre la rampa Sud presenta una lunghezza pari a circa 42 metri.

Il manufatto scatolare è costituito da una soletta di base orizzontale di spessore pari a 0.40 m, da due pareti verticali di spessore pari a 0.40 m e da una soletta superiore di spessore pari a 0.40 m. la larghezza complessiva dello scatolare risulta pari a 4.40 m mentre la larghezza interna effettiva risulta pari a 3.20 m, l'altezza delle pareti risulta pari a 2.80 m. Lo scatolare presenta una lunghezza pari a 20.40 m e nei due tratti terminali risulta separato dalle rampe tramite appositi giunti strutturali a tenuta idraulica.

La presenza della falda acquifera ad una quota di 1.00 - 1.50 m dal piano campagna impone particolari attenzioni costruttive per evitare infiltrazioni d'acqua. Per questo si prescriverà particolare cura nell'esecuzione dei getti, che dovranno risultare privi di cavillature e difetti che possano diventare fonti di ingresso d'acqua e l'impiego di giunti idro-espansivi in corrispondenza di tutte le riprese di getto.

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il presente progetto strutturale è stato sviluppato in conformità al D.M. 17/01/2018 ed alla circolare esplicativa del 02/02/2009.

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

4.1. CONGLOMERATO CEMENTIZIO

Resistenza caratteristica platea di fondazione e pareti:	$R_{ck} = 40$	Mpa
Resistenza caratteristica soletta superiore:	$R_{ck} = 45$	Mpa
Copriferro:	$c = 40$	mm

4.2. ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Tipo: B 450 C

5. CARATTERISTICHE DEI TERRENI

5.1. TERRENO DI RICOPRIMENTO E DI RINFIANCO

A seguire si elencano le principali caratteristiche dei terreni utilizzate nelle verifiche, dedotte dalla Relazione Geologica e Geotecnica (alla quale si rimanda per eventuali approfondimenti).

Terreno di ricoprimento (pavimentazione)

Peso di volume:	$\gamma = 22$	kN/m^3
Peso di volume saturo:	$\gamma_{\text{sat}} = 22$	kN/m^3
Angolo d'attrito interno:	$\phi = 35$	$^{\circ}$
Coesione:	$c' = 0$	kN/m^2

Terreno di rinfiacco e di fondazione

Peso di volume:	$\gamma = 17$	kN/m^3
Peso di volume saturo:	$\gamma_{\text{sat}} = 18$	kN/m^3
Angolo d'attrito interno:	$\phi = 24$	$^{\circ}$
Coesione:	$c' = 10$	kN/m^2
Angolo di attrito terreno struttura:	$\delta = 16$	$^{\circ}$

È stato considerato un livello di falda freatica a 1.50 m di profondità rispetto al piano campagna. Poiché la strada sopra passante lo scatolare sarà realizzata in rilevato di circa un metro rispetto al piano campagna, nel modello la falda viene posta alla quota di 1.55 m rispetto al piano di posa dello scatolare.

Per quanto riguarda l'interazione terreno-struttura, il terreno di rinfiacco e di fondazione vengono modellati come suolo elastico alla Winkler. Le prevedibili variazioni delle caratteristiche di tale terreno, e la modesta influenza del coefficiente di Winkler sul valore delle sollecitazioni suggeriscono, per evidenti ragioni di semplicità, l'adozione di un unico valore per tale coefficiente. In particolare si è posto, prudenzialmente:

$$k_{\text{Winkler}} = 0.50 \text{ kg/cm}^3$$

6. MODELLO DI CALCOLO

6.1. CONSIDERAZIONI PRELIMINARI

Il modello di calcolo impiegato per la canna del sottopasso è di tipo piano, costituito da un telaio rettangolare chiuso, rappresentativo di una 'fetta' di struttura larga un metro tagliata, secondo una

direzione parallela all'asse della strada sovrappassante. Tale struttura risulta vincolata al terreno di fondazione mediante molle di opportuna rigidità (suolo elastico alla Winkler) e soggetta alle diverse azioni agenti verticalmente ed orizzontalmente sulle pareti e sulle solette. Analoga modellazione è stata impiegata per i conci ad U che definiscono la rampa di accesso al sottopasso.

6.2. PROGRAMMA DI CALCOLO

I calcoli sono stati svolti mediante il software SCAT 14.0 commercializzato da AZTEC Informatica s.r.l. di Cosenza. Tale programma è specificamente pensato per il calcolo di strutture scatolari chiuse o ad U.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state svolte con il software ProVlim della 2S.I. di Ferrara.

7. AZIONI DI PROGETTO

7.1. PESO PROPRIO

Per la valutazione del peso proprio della struttura, che viene effettuata in automatico dal codice di calcolo, si è fatto riferimento ad un peso specifico del cemento armato pari a 25 kN/mc.

7.2. PESO DEL RICOPRIMENTO

Nel calcolo dello scatolare, per la valutazione del peso di ricoprimento, si è fatto riferimento a un peso specifico della pavimentazione pari a 22 kN/mc.

7.3. SPINTA DEL TERRENO DI RINFIANCO

Per quanto riguarda lo scatolare, non potendo le pareti subire spostamenti sufficienti ad innescare la spinta attiva, si è fatto riferimento alla spinta a riposo, data, secondo Jaky, dall'espressione:

$$k_0 = 1 - \tan \phi$$

Mentre per quanto riguarda le pareti dei conci ad U si è fatto riferimento a condizioni di spinta attiva, il valore del coefficiente di spinta attivo viene così dato da:

$$K_a = (1 - \tan \phi) / (1 + \tan \phi)$$

7.4. CARICHI MOBILI E RELATIVE SPINTE

Nel calcolo del concio ad U viene assegnato a tergo della parete un carico variabile pari a 20 kN/mq che tiene in conto del passaggio di mezzi pesanti per la manutenzione del locale pompe.

Per quanto riguarda il calcolo dello scatolare di seguito vengono definite le azioni date dai carichi mobili.

7.4.1. Considerazioni generali

Il programma di calcolo utilizzato (Scat 14.0) consente di applicare uno o più carichi distribuiti all'estradosso del terreno di ricoprimento (pavimentazione nel nostro caso). Esso tuttavia mette in conto la diffusione di tali carichi solamente nel terreno di ricoprimento ma non nel semi-spessore della soletta, come di fatto avviene.

Per tenere conto della diffusione dei carichi nel semi spessore della soletta, i carichi lineari applicati all'estradosso del terreno sono stati opportunamente distribuiti su di una lunghezza maggiore, come spiegato nel seguito.

Riguardo al coefficiente dinamico, esso non risulta contemplato nelle NTC 2018, per i ponti stradali.

7.4.2. Intensità dei carichi

Tra gli schemi di carico previsti dalle NTC 2018, quello più significativo risulta essere lo schema 1. Tale carico è costituito, come noto, da 4 forze concentrate, applicate verticalmente, al livello del piano stradale, ad opportuna distanza tra loro, più un carico distribuito di 9 kN/mq. Ciascuna di tali forze tende a diffondersi nel terreno sottostante, dando luogo ad uno stato di pressione superficiale via via diverso, per forma e per intensità, al variare della profondità, fino ad incontrare la struttura oggetto di verifica.

Con ricoprimenti medio dell'ordine di 0.45 m, e spessori di soletta di 0.40 m, le 4 'impronte' dello schema 1 che agiscono sulla soletta si diffondono indicativamente su superfici quadrate di lato:

$$B = 0.40 + 2 \times 0.45 \times \tan(35^\circ) + 2 \times 0.40 / 2 = 1.43 \text{ m}$$

Poiché il programma di calcolo impiegato considera solo la diffusione operata dalla pavimentazione ($2 \times 0.45 \times \tan(35^\circ) = 0.63 \text{ m}$), occorre distribuire il carico all'estradosso su di una lunghezza di 0.80 m ($0.80 + 0.63 = 1.43$).

Vi sarebbe poi da valutare la larghezza collaborante da introdurre nel calcolo. Occorrerebbe cioè stabilire in che misura, in presenza di un carico concentrato o comunque localizzato, il funzionamento a 'lastra' della

soletta superiore tende ad attenuare le sollecitazioni nella zona caricata, in virtù del contributo delle zone adiacenti non caricate.

In via semplificata, tuttavia, e a favore di sicurezza, non si tiene conto di tale effetto, ma solo del beneficio dovuto alla diffusione trasversale del carico. Il carico lineare applicato all'estradosso del terreno (riferito ad una fetta di scatolare larga 1 m, è pari a:

$$q' = (150/1.43)/1.00 = 105 \text{ kN/m}$$

applicato su due impronte lunghe 0.80 m, distanti tra loro 1.20 m, più il seguente carico distribuito:

$$q'' = 9.00 \text{ kN/m}$$

7.4.3. Spinte dovute ai carichi mobili

La presenza dei carichi mobili ai lati della struttura comporta l'insorgere di una spinta orizzontale uniforme sulle pareti della stessa. Si è ipotizzato, come previsto dalla norma, che a tergo delle pareti agiscano sia il carico $q_{1k} = 9.0 \text{ kN/mq}$, sia il carico Q_{1k} ripartito su una superficie convenzionale di $3.00 \times 2.20 \text{ m}$ e dunque di intensità pari a $300 / (3.00 \times 2.20) = 45.45 \text{ kN/mq}$.

Per la valutazione della spinta conseguente a tale sovraccarico, si è fatto riferimento, come per la spinta litostatica, al coefficiente di spinta a riposo.

7.4.4. Disposizioni di carico

Sono state considerate 3 diverse distribuzioni di carico:

- **Disposizione A:** carico uniforme pari a 9 kN/m , indefinitamente distribuito ad un lato dello scatolare e carico uniforme pari a 45.45 kN/m distribuito immediatamente a ridosso dello scatolare per una lunghezza di 2.20 m . Tale disposizione è tale da produrre la massima spinta orizzontale su un piedritto, ma nessun carico verticale sulla soletta.
- **Disposizione B:** carico uniforme pari a 9 kN/m , indefinitamente distribuito ad un lato dello scatolare e sulla soletta superiore e carico Q_{1k} centrato sulla soletta superiore (due impronte lunghe 0.80 m , di intensità pari a 105 kN/m). Tale disposizione produce il massimo momento flettente all'intradosso della soletta superiore.
- **Disposizione C:** carico uniforme pari a 9 kN/m , indefinitamente distribuito su tutto il terreno, a sinistra, a destra e sopra lo scatolare e carico Q_{1k} disposto tutto sul lato in sinistra della soletta.

7.5. AZIONE DI FRENAMENTO

Si è tenuto conto dell'azione di frenamento prevista dalla normativa sui ponti. In particolare, risulta:

- Ponte di 1° categoria
- $W1 = 3.00$ m
- $L = 7.35$ m
- $q3 = 0.6 \times (2 \times 300) + 0.10 \times 9 \times 3.00 \times 7.35 = 360 + 10.8 = 371$ kN
- Larghezza di diffusione = 20.40 m

Ossia, in termini di azione a metro lineare, per una fetta di scatolare larga 1 m,

$$f = 371 / (4.00 \times 20.40) = 4.55 \text{ kN/m}$$

7.6. AZIONE SISMICA

7.6.1. Considerazioni generali

Per la valutazione degli effetti dell'azione sismica sul manufatto scatolare, si procede secondo i criteri di seguito esposti.

In linea di principio è evidente che il sisma produce i suoi effetti in conseguenza:

- a) dell'azione inerziale (verticale e/o orizzontale) che agisce sulle masse permanenti;
- b) dell'azione inerziale (verticale e/o orizzontale) che agisce sulle masse accidentali;
- c) delle sovrappinte orizzontali trasmesse dal terreno.

Direzioni del sisma

Per il sisma orizzontale si mette in conto la sola componente ortogonale all'asse del manufatto, essendo del tutto ininfluyente quella ad esso parallela.

Parametri di definizione dell'azione sismica

Latitudine:	44.61730769
Longitudine:	11.25670150
Vita nominale:	50 anni

Classe d'uso:	II
Stato limite considerato:	SLV
Categoria del suolo:	C
ag:	0.164 g
F0:	2.501
Tc*:	0.283 s
St:	1.00
Ss:	1.50
β_m :	1.00

Forze inerziali dovute al sisma

L'effetto inerziale del sisma viene simulato mediante una distribuzione di azioni statiche equivalenti, date dal prodotto delle masse coinvolte per il coefficiente:

$$k_h = \beta_m \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g / g = 0.246$$

Risulta dunque:

Azione orizz. sulla soletta (scatolare):	$0.40 \times 25 \times 0.246 = 2.46$	kN/m
Azione orizzontale sui piedritti:	$0.40 \times 25 \times 0.246 = 2.46$	kN/m

Sovrappinta trasmessa dal terreno

Per quanto riguarda lo scatolare visto il tipo di strutture in esame, non suscettibile di spostamenti tali da poter sviluppare nel terreno uno stato di spinta attiva, si è fatto riferimento all'espressione della spinta fornita per tali strutture al punto 4.4 dell'Ordinanza 3274 – Allegato 4, e precisamente:

$$\Delta P_{\text{TERRENO}} = k_h \cdot \gamma_T \cdot H^2$$

nella quale:

γ_T = peso specifico del terreno

H = altezza netta delle pareti dello scatolare

Si tratta in pratica dell'inerzia sismica di una porzione di terreno quadrata, di dimensioni HxH posta a lato dello scatolare. L'incremento di spinta così calcolato viene applicato uniformemente alla parete corrispondente. Il valore della risultante di tale azione e del carico orizzontale distribuito sono:

$$\text{Risultante } (\Delta P_{\text{TERRENO}}): \quad 0.246 \times 18 \times 3.60^2 = 57.50 \quad \text{kN}$$

$$\text{Carico distribuito:} \quad 57.50 / 3.60 = 16 \quad \text{kN/m}$$

Non si considera la simultaneità tra azioni sismiche e carichi mobili.

Per quanto riguarda invece le pareti dei conci ad U essendo queste in condizioni di spinta attiva, per il calcolo dell'incremento sismico è stato applicato il metodo pseudo-statico di Monobe-Okabe utilizzando una diagramma di incremento sismico di tipo triangolare.

7.7. RITIRO E VISCOSITÀ

L'insorgenza di stati coattivi dovuti al ritiro ed alla viscosità è da ritenersi trascurabile.

7.8. VARIAZIONI TERMICHE

Il ricoprimento ed il parziale interrimento delle strutture portano a ritenere sostanzialmente ininfluenti gli stati di coazione derivanti da dilatazioni termiche differenziali tra le diverse parti della struttura.

7.9. CEDIMENTI VINCOLARI

L'elevata rigidità longitudinale dei manufatti, caratterizzati (per il tratto posto al di sotto del corpo stradale) da una sezione tubolare portano a ritenere sostanzialmente trascurabile l'effetto di eventuali cedimenti differenziali del terreno, peraltro improbabili.

8. COMBINAZIONI DI CARICO

Secondo quanto illustrato al precedente capitolo 7, le azioni da combinare opportunamente tra loro sono le seguenti:

Azioni permanenti:

- Peso proprio della struttura e peso del terreno di ricoprimento ($g_1 + g_2$);

- Spinta del terreno di rinfilanco (g_3);

Azioni accidentali:

- Carichi mobili (e spinte corrispondenti) (q_1), secondo le disposizioni A, B e C;
- Frenamento (q_3);
- Azione sismica (q_6);

I coefficienti di combinazione da considerare per quanto riguarda il calcolo dello scatolare sono i seguenti:

		Peso proprio scatolare Spinta terreno(dx-sx) Spinta falda	Disp A. (carico tandem)	Disp A. (distribuito)	Disp B. (carico tandem)	Disp B. (distribuito)	Disp C. (carico tandem)	Disp C. (distribuito)	Frenatura	Azione sismica orizzontale	Azione sismica verticale
Stradali		CC1-CC2 CC3-CC4	CC5	CC6	CC7	CC8	CC9	CC10	CC11	CC12	CC13
gruppo 1	SLU 1	1-1.35	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	SLU 2	1-1.35	1.15 -1.35	1.15 -1.35	0	0	0	0	0	0	0
	SLU 3	1-1.35	0	0	1.15 -1.35	1.15 -1.35	0	0	0	0	0
	SLU 4	1-1.35	0	0	0	0	1.15 -1.35	1.15 -1.35	0	0	0
gruppo 2a	SLU 5	1-1.35	[[1.35 x 0.75),(1.15 x 0.75]]	[[1.35 x 0.40),(1.15 x 0.40]]	0	0	0	0	1.15 -1.35	0	0
	SLU 6	1-1.35	0	0	[[1.35 x 0.75), (1.15 x 0.75]]	[[1.35 x 0.40),(1.15 x 0.40]]	0	0	1.15 -1.35	0	0
	SLU 7	1-1.35	0	0	0	0	[[1.35 x 0.75),(1.15 x 0.75]]	[[1.35 x 0.40),(1.15 x 0.40]]	1.15 -1.35	0	0
sisma	SISMA da SX	1	0	0	0	0	0	0	0	1	1

Per quanto riguarda il calcolo dei conci ad U secondo quanto disposto dalle NTC 2018 per le opere di sostegno le verifiche (SLU) di tipo geotecnico e strutturale sono state condotte secondo l'Approccio 2 secondo la combinazione (A1+M1+R3). Un riepilogo dettagliato di tutte le combinazioni di carico è riportato nel tabulato di output del programma di calcolo.

9. RIEPILOGO DEI RISULTATI

9.1. SOLLECITAZIONI SULLA CANNA DELLO SCATOLARE

Il programma di calcolo, di cui si riporta in allegato il tabulato, consente di ricavare l'involuppo delle sollecitazioni di sforzo normale, taglio e momento flettente. Si è fatto riferimento, come è prassi alle sezioni di seguito elencate:

- 1 – soletta superiore - mezzeria
- 2 - soletta superiore – a filo parete
- 3 – pareti – a filo soletta superiore
- 4 – pareti – a filo soletta inferiore
- 5 – soletta inferiore - a filo parete
- 6 – soletta inferiore – mezzeria

Le sollecitazioni massime ricavate sono le seguenti:

sez	N (kN)	M (kNm)	T (kN)
1	30.21	119.80	5.42
2	37.94	-57.32	200.59
3	179.07	-77.54	-30.21
4	95.83	-61.48	109.79
5	66.86	-92.87	208.85
6	51.90	103.42	6.11

9.2. SOLLECITAZIONI SUI CONCI AD U

Il programma di calcolo, di cui si riporta in allegato il tabulato, consente di ricavare l'involuppo delle sollecitazioni di sforzo normale, taglio e momento flettente. Si è fatto riferimento, come è prassi alle sezioni di seguito elencate:

- 1 – pareti – a filo soletta inferiore
- 2 – soletta inferiore - a filo parete
- 3 – soletta inferiore – mezzeria

Il calcolo delle sollecitazioni è stato condotto per il concio della rampa lato Sud a ridosso del locale pompe avente la massima altezza delle pareti.

sez	N (kN)	M (kNm)	T (kN)
1	43.35	-30.22	-33.83
2	34.88	-24.86	46.98
3	25.17	25.94	1.93

9.3. VERIFICHE DI RESISTENZA A PRESSOFLESSIONE

Come precedentemente detto le verifiche di resistenza a pressoflessione sono state effettuate mediante l'utilizzo del software di calcolo PROVlim della 2SI di Ferrara. Poiché lo spessore di solette e pareti ed i quantitativi di armature sono costanti in tutte le sezioni considerate, si fa riferimento alla sezione sollecitata dal massimo momento flettente e si trascura (ampiamente a favore di sicurezza) la presenza dello sforzo normale. Le altre sezioni risultano automaticamente verificate.

1. Verifica a pressoflessione scatolare

Momento sollecitante massimo:	119.80	kNm
Sforzo assiale corrispondente:	0	kN
Armatura resistente:	7Ø16/m sup. +7Ø16/m inf.	
Momento resistente	184.23	kNm
Coefficiente di sicurezza:	1.54	

2. Verifica a pressoflessione pareti conci ad U

Momento sollecitante massimo:	30.22	kNm
Sforzo assiale corrispondente:	0	kN
Armatura resistente:	4Ø16/m sup. +4Ø16/m inf.	
Momento resistente	107.65	kNm
Coefficiente di sicurezza:	3.56	

9.4. VERIFICHE DI RESISTENZA A TAGLIO

Anche in questo caso, si sono individuate le combinazioni di carico più sfavorevoli per ciascuna sezione.

Le verifiche sono state condotte manualmente e di esse si riportano per brevità i risultati più significativi.

1. Verifica a taglio scatolare

In particolare la sezioni più sollecitata risulta essere la sez. 5, (soletta inferiore a filo parete). Si riporta la verifica limitatamente a tale sezione.

Taglio massimo (a filo parete):	208.85	kN
Sforzo normale corrispondente:	66.86	kN
Altezza utile della sezione:	36	cm

Risulta:

altezza totale della sezione	h	400	mm
altezza utile della sezione	d	360	mm
larghezza della sezione	b_w	1000	mm
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	32	MPa
coefficiente	γ	1,5	
sforzo normale	N_{ed}	66860	N
area armatura longitudinale	A_{sl}	1407	mmq
area del calcestruzzo	A_c	400000	mmq
tensione media nel cls	σ_{cp}	0,17	MPa
rapporto geometrico di armatura	ρ_1	0,004	
coefficiente	v_{min}	0,46	
coefficiente	k	1,75	
Resistenza a taglio teorica	V'_{Rd}	184	kN
Resistenza a taglio minima	V''_{Rd}	173	kN
Resistenza a taglio effettiva	V_{Rd}	184	kN

La verifica a taglio per sezioni non armate a taglio risulta non soddisfatta occorre quindi prevedere una opportuna armatura.

Di seguito se ne riporta la verifica:

CALCOLO ARMATURE NECESSARIE A TAGLIO D.M.17/1/2018				
DATI SEZIONE E MATERIALE				
Base b_w [mm]	1000			
Altezza sezione H [mm]	400			
Copriferro d' [mm]	40			
Resistenza caratteristica acc. f_{yk} [N/mm ²]	450			
Resistenza di calcolo acc. f_{yd} [N/mm ²]	391			
Resistenza caratteristica cls f_{ck} [N/mm ²]	32,00			
Resistenza di calcolo cls f_{cd} [N/mm ²]	18,13			
Carico assiale N [N]	66860		σ_{cp} [N/mm ²]	0,1672
Diametro ferri longitudinali Φ [mm]	10			
Resistenza a compres. ridotta cls anima f'_{cd} [N/mm ²]	9,066667			
Altezza utile d [mm]	345			
ARMATURA TRASVERSALE				
Diametro staffe Φ [mm]	10			
Passo s [mm]	250			
Angolo d'inclinazione α	90			
Coefficiente di maggiorazione α_c	1,009218			
n°braccia	4			
Area staffe A_{sw} [mm ²]	314,159			
VERIFICA A TAGLIO				
$\text{ctg}\theta$ se $V_{Rcd}=V_{Rsd}$	4,196233			
Valore di $\text{ctg}\theta$	2,5			
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" [KN] V_{Rsd}	381,7032			
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" [KN] V_{Rcd}	640,6862	non valido		
RESISTENZA TAGLIO DELLA TRAVE [KN] V_{Rd}	381,7032			

La verifica a taglio risulta dunque soddisfatta tramite l'inserimento di staffe a quattro bracci $\emptyset 10/25$.

Verifica a taglio pareti concio ad U

Taglio massimo:	46.98	kN
Sforzo normale corrispondente:	34.88	kN
Altezza utile della sezione:	36	cm

Risulta:

altezza totale della sezione	h	400	mm
altezza utile della sezione	d	360	mm
larghezza della sezione	b_w	1000	mm
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	32	MPa
coefficiente	γ	1,5	
sforzo normale	N_{ed}	34880	N
area armatura longitudinale	A_{sl}	804	mmq
area del calcestruzzo	A_c	400000	mmq
tensione media nel cls	σ_{cp}	0,09	MPa
rapporto geometrico di armatura	ρ_1	0,002	
coefficiente	v_{min}	0,46	
coefficiente	k	1,75	
Resistenza a taglio teorica	V'_{Rd}	150	kN
Resistenza a taglio minima	V''_{Rd}	169	kN
Resistenza a taglio effettiva	V_{Rd}	169	kN

Verifica soddisfatta. La sezione non richiede quindi la presenza di specifica armatura a taglio.

Allegato 1: Output di calcolo scatolare

Progetto: Scatolare
Ditta:
Comune: Sala Bolognese
Progettista: 2Pigreco
Direttore dei Lavori:
Impresa:

Normative di riferimento

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

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

Calcolo del carico sulla calotta

Pressione Geostatica

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

$$P_v = \gamma H$$

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

Spinta sui piedritti

Spinta attiva - Metodo di Coulomb

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Spinta in presenza di falda

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

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

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

Spinta a Riposo

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

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

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

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

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

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

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

Spinta in presenza di sisma - Formula di Wood

Spinta del terreno nel caso di strutture rigide.

Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, nonché nel caso di muri verticali con terrapieno a superficie orizzontale, l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

$$\Delta P_d = \alpha \gamma H^2$$

$$\alpha = a_g / g * S_s * \beta_m * S_t$$

H è l'altezza sulla quale agisce la spinta. Il punto di applicazione va preso a metà altezza.

Verifica al carico limite

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

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

Terzaghi ha proposto la seguente espressione per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale.

$$q_u = c N_{c_s c} + q N_q + 0.5 B \gamma N_{\gamma_s \gamma}$$

La simbologia adottata è la seguente:

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

I fattori di capacità portante sono espressi dalle seguenti relazioni:

$$N_q = \frac{e^{2(0.75\pi - \phi/2)\text{tg}(\phi)}}{2\cos^2(45 + \phi/2)}$$

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

$$N_\gamma = \frac{\text{tg}\phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1 \right)$$

I fattori di forma s_c e s_γ che compaiono nella espressione di q_u dipendono dalla forma della fondazione. In particolare valgono 1 per fondazioni nastriformi o rettangolari allungate e valgono rispettivamente 1.3 e 0.8 per fondazioni quadrate.

termine $K_{p\gamma}$ che compare nell'espressione di N_γ non ha un'espressione analitica. Pertanto si assume per N_γ l'espressione proposta da Meyerhof

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

Strategia di soluzione

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Geometria scatolare

Descrizione:	Scatolare semplice	
Altezza esterna	3,60	[m]
Larghezza esterna	4,00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0,20	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0,20	[m]
Spessore piedritto sinistro	0,40	[m]
Spessore piedritto destro	0,40	[m]
Spessore fondazione	0,40	[m]
Spessore traverso	0,40	[m]

Caratteristiche strati terreno

Strato di ricoprimento

Descrizione	Terreno di ricoprimento	
Spessore dello strato	0,45	[m]
Peso di volume	22,0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	22,0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	35,00	[°]
Coesione	0,00	[kg/cm ²]

Strato di rinfianco

Descrizione	Terreno di rinfianco	
Peso di volume	17,0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	18,0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	24,00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	16,00	[°]
Coesione	0,10	[kg/cm ²]
Costante di Winkler	0,50	[kg/cm ² /cm]

Strato di base

Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	17,0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	18,0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	24,00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	16,00	[°]
Coesione	0,10	[kg/cm ²]
Costante di Winkler	0,50	[kg/cm ² /cm]
Tensione limite	2,50	[kg/cm ²]
Strato di base impermeabile		

Falda

Quota falda (rispetto al piano di posa)	1,55	[m]
---	------	-----

Caratteristiche materiali utilizzati

Materiale calcestruzzo

R _{ck} calcestruzzo	407,88	[kg/cm ²]
Peso specifico calcestruzzo	24,5170	[kN/mc]
Modulo elastico E	338021,17	[kg/cm ²]
Tensione di snervamento acciaio	4588,65	[kg/cm ²]
Coeff. omogeneizzazione cls tesoro/compresso (n')	0,50	
Coeff. omogeneizzazione acciaio/cls (n)	15,00	
Coefficiente dilatazione termica	0,0000120	

Materiale calcestruzzo traverso

R _{ck} calcestruzzo	458,86	[kg/cm ²]
Peso specifico calcestruzzo	24,5170	[kN/mc]
Modulo elastico E	347930,74	[kg/cm ²]
Tensione di snervamento acciaio	4588,65	[kg/cm ²]
Coeff. omogeneizzazione cls tesoro/compresso (n')	0,50	
Coeff. omogeneizzazione acciaio/cls (n)	15,00	
Coefficiente dilatazione termica	0,0000120	

Condizioni di carico

Convenzioni adottate

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

Simbologia adottata e unità di misura

Forze concentrate

X ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati
 Y ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati
 F_y componente Y del carico concentrato
 F_x componente X del carico concentrato
 M momento

Forze distribuite

X_i, X_f ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali
 Y_i, Y_f ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali
 V_{ni} componente normale del carico distribuito nel punto iniziale
 V_{nf} componente normale del carico distribuito nel punto finale
 V_{ti} componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale
 V_{tf} componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale
 D_{ie} variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi
 D_{ii} variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n°6 (Spinta falda)

Condizione di carico n° 7 (Combinazione A(Carico conc.))

Distr	Terreno	$X_i = -2,00$	$X_f = 0,20$	$V_{ni} = 45,45$	$V_{nf} = 45,45$
-------	---------	---------------	--------------	------------------	------------------

Condizione di carico n° 8 (Combinazione B (Carico conc.))

Distr	Terreno	$X_i = 1,25$	$X_f = 2,05$	$V_{ni} = 105,00$	$V_{nf} = 105,00$
Distr	Terreno	$X_i = 2,45$	$X_f = 3,25$	$V_{ni} = 105,00$	$V_{nf} = 105,00$

Condizione di carico n° 9 (Combinazione C(Carico conc.))

Distr	Terreno	$X_i = 0,40$	$X_f = 1,20$	$V_{ni} = 105,00$	$V_{nf} = 105,00$
Distr	Terreno	$X_i = 1,60$	$X_f = 2,40$	$V_{ni} = 105,00$	$V_{nf} = 105,00$

Condizione di carico n° 10 (Combinazione A (sovracc. distr))

Distr	Terreno	$X_i = -4,80$	$X_f = 0,20$	$V_{ni} = 9,00$	$V_{nf} = 9,00$
-------	---------	---------------	--------------	-----------------	-----------------

Condizione di carico n° 11 (Combinazione B (Sovracc. distr))

Distr	Terreno	$X_i = -3,80$	$X_f = 4,30$	$V_{ni} = 9,00$	$V_{nf} = 9,00$
-------	---------	---------------	--------------	-----------------	-----------------

Condizione di carico n° 12 (Combinazione C (Sovracc. distr))

Distr	Terreno	$X_i = -3,60$	$X_f = 8,10$	$V_{ni} = 9,00$	$V_{nf} = 9,00$
-------	---------	---------------	--------------	-----------------	-----------------

Condizione di carico n° 13 (Frenatura)

Conc	Pied_S	$Y = 3,60$	$F_y = 0,00$	$F_x = 4,55$	$M = 0,00$
------	--------	------------	--------------	--------------	------------

Impostazioni di progetto

Verifica materiali:

Stato Limite Ultimo

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

Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

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

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

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

con:

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

$$f_{cd} = 0.5 * f_{cd}$$

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

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

Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2018 - Approccio 1

Copriferro sezioni 3,00 [cm]

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

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

Norme Tecniche 2018

Simbologia adottata

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

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,35	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0,80	0,80
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,50	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qifav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qisfav}	1,50	1,30
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,35	1,15
Termici	Favorevole	γ_{efav}	0,00	0,00
Termici	Sfavorevole	γ_{esfav}	1,20	1,20

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

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

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,00	1,00
Permanenti	Favorevole	γ_{G2fav}	0,00	0,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qifav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qisfav}	1,00	1,00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00
Termici	Favorevole	γ_{efav}	0,00	0,00
Termici	Sfavorevole	γ_{esfav}	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

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

Combinazione n° 1 SLU (Caso A1-M1)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35

Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta falda	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 2 SLU (Caso A2-M2)

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

Combinazione n° 3 SLU (Caso A1-M1)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta falda	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Combinazione A(Carico conc.)	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Combinazione A (sovracc. distr)	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 4 SLU (Caso A2-M2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Combinazione A(Carico conc.)	Sfavorevole	1.15	1.00	1.15
Combinazione A (sovracc. distr)	Sfavorevole	1.15	1.00	1.15

Combinazione n° 5 SLU (Caso A1-M1)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta falda	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Combinazione A(Carico conc.)	Sfavorevole	1.35	0.75	1.01
Combinazione A (sovracc. distr)	Sfavorevole	1.35	0.40	0.54
Frenatura	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 6 SLU (Caso A2-M2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Combinazione A(Carico conc.)	Sfavorevole	1.15	0.75	0.86
Combinazione A (sovracc. distr)	Sfavorevole	1.15	0.40	0.46
Frenatura	Sfavorevole	1.15	1.00	1.15

Combinazione n° 7 SLU (Caso A1-M1)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta falda	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Combinazione B (Carico conc.)	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Combinazione B (Sovracc. distr)	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 8 SLU (Caso A2-M2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Combinazione B (Carico conc.)	Sfavorevole	1.15	1.00	1.15
Combinazione B (Sovracc. distr)	Sfavorevole	1.15	1.00	1.15

Combinazione n° 9 SLU (Caso A1-M1)

Effetto	γ	Ψ	C
----------------	----------------------------	--------------------------	----------

Peso Proprio	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta falda	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Combinazione B (Carico conc.)	Sfavorevole	1.35	0.75	1.01
Combinazione B (Sovracc. distr)	Sfavorevole	1.35	0.40	0.54
Frenatura	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 10 SLU (Caso A2-M2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Combinazione B (Carico conc.)	Sfavorevole	1.15	0.75	0.86
Combinazione B (Sovracc. distr)	Sfavorevole	1.15	0.40	0.46
Frenatura	Sfavorevole	1.15	1.00	1.15

Combinazione n° 11 SLU (Caso A1-M1)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta falda	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Combinazione C(Carico conc.)	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Combinazione C (Sovracc. distr)	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 12 SLU (Caso A2-M2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Combinazione C(Carico conc.)	Sfavorevole	1.15	1.00	1.15
Combinazione C (Sovracc. distr)	Sfavorevole	1.15	1.00	1.15

Combinazione n° 13 SLU (Caso A1-M1)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta falda	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Combinazione C(Carico conc.)	Sfavorevole	1.35	0.75	1.01
Combinazione C (Sovracc. distr)	Sfavorevole	1.35	0.40	0.54
Frenatura	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 14 SLU (Caso A2-M2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Combinazione C(Carico conc.)	Sfavorevole	1.15	0.75	0.86
Combinazione C (Sovracc. distr)	Sfavorevole	1.15	0.40	0.46
Frenatura	Sfavorevole	1.15	1.00	1.15

Combinazione n° 15 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

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

Combinazione n° 16 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

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

Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
-----------------	-------------	------	------	------

Combinazione n° 17 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

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

Combinazione n° 18 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

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

Combinazione n° 19 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

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

Combinazione n° 20 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

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

Combinazione n° 21 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

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

Combinazione n° 22 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

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

Analisi della spinta e verifiche

Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura
 Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra
 Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso

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

Tipo di analisi

Pressione in calotta

I carichi applicati sul terreno sono stati diffusi secondo **angolo di attrito**
 Metodo di calcolo della portanza

Spinta sui piedritti

Pressione geostatica

Terzagli

a Riposo [combinazione 1]
 a Riposo [combinazione 2]
 a Riposo [combinazione 3]
 a Riposo [combinazione 4]
 a Riposo [combinazione 5]
 a Riposo [combinazione 6]
 a Riposo [combinazione 7]
 a Riposo [combinazione 8]
 a Riposo [combinazione 9]
 a Riposo [combinazione 10]
 a Riposo [combinazione 11]
 a Riposo [combinazione 12]
 a Riposo [combinazione 13]
 a Riposo [combinazione 14]
 a Riposo [combinazione 15]
 a Riposo [combinazione 16]
 a Riposo [combinazione 17]
 a Riposo [combinazione 18]
 a Riposo [combinazione 19]
 a Riposo [combinazione 20]
 a Riposo [combinazione 21]
 a Riposo [combinazione 22]

Sisma

Combinazioni SLU

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

0.16 [m/s²]
 1.50
 1.00
 1.00
 0.50
 $k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S_s) = 2.51$
 $k_v = 0.50 * k_h = 1.25$

Combinazioni SLE

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

0.06 [m/s²]
 1.50
 1.00
 1.00
 0.50
 $k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S_s) = 0.90$
 $k_v = 0.50 * k_h = 0.45$
 Rettangolare

Spinta sismica

Wood

Angolo diffusione sovraccarico

35,00 [°]

Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0,593	0,000
2	0,664	0,000
3	0,593	0,000
4	0,664	0,000
5	0,593	0,000
6	0,664	0,000
7	0,593	0,000

8	0,664	0,000
9	0,593	0,000
10	0,664	0,000
11	0,593	0,000
12	0,664	0,000
13	0,593	0,000
14	0,664	0,000
15	0,593	0,472
16	0,593	0,472
17	0,593	0,472
18	0,593	0,472
19	0,593	0,472
20	0,593	0,472
21	0,593	0,472
22	0,593	0,472

Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	51
Numero elementi traverso	24
Numero elementi piedritto sinistro	34
Numero elementi piedritto destro	34
Numero molle fondazione	52
Numero molle piedritto sinistro	35
Numero molle piedritto destro	35

Analisi della combinazione n° 1

Pressione in calotta(solo peso terreno) 1362,83 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-15,12	18,42	1362,83

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 3151,33 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 3151,33 [kg/mq]

Falda

Spinta 15,90[kN]

Analisi della combinazione n° 2

Pressione in calotta(solo peso terreno) 1009,50 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-15,12	18,42	1009,50

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 2588,28 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 2588,28 [kg/mq]

Falda

Spinta 11,78[kN]

Analisi della combinazione n° 3

Pressione in calotta(solo peso terreno) 1362,83 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-15,12	-5,12	1362,83
-5,12	-2,32	2463,09
-2,32	0,52	7326,58
0,52	18,42	1362,83

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 2806,12 [kg/mq]	Pressione inf. 6689,40 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 3151,33 [kg/mq]

Falda

Spinta 15,90[kN]

Analisi della combinazione n° 4

Pressione in calotta(solo peso terreno) 1009,50 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-15,12	-5,12	1009,50
-5,12	-2,32	1946,76
-2,32	0,52	6089,73
0,52	18,42	1009,50

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 2742,18 [kg/mq]	Pressione inf. 5963,92 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 2588,28 [kg/mq]

Falda

Spinta	11,78[kN]
--------	-----------

Analisi della combinazione n° 5

Pressione in calotta(solo peso terreno) 1362,83 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-15,12	-5,12	1362,83
-5,12	-2,32	1802,93
-2,32	0,52	5450,55
0,52	18,42	1362,83

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 1693,14 [kg/mq]	Pressione inf. 5576,42 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 3151,33 [kg/mq]

Falda

Spinta	15,90[kN]
--------	-----------

Analisi della combinazione n° 6

Pressione in calotta(solo peso terreno) 1009,50 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-15,12	-5,12	1009,50
-5,12	-2,32	1384,41
-2,32	0,52	4491,63
0,52	18,42	1009,50

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 1680,30 [kg/mq]	Pressione inf. 4902,04 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 2588,28 [kg/mq]

Falda

Spinta	11,78[kN]
--------	-----------

Analisi della combinazione n° 7

Pressione in calotta(solo peso terreno) 1362,83 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-15,12	-4,12	1362,83
-4,12	0,93	2512,33
0,93	2,13	10597,57
2,13	2,37	18682,80
2,37	3,57	10597,57
3,57	4,62	2512,33
4,62	18,42	1362,83

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 3833,29 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 3287,55 [kg/mq]

Falda

Spinta	15,90[kN]
--------	-----------

Analisi della combinazione n° 8

Pressione in calotta(solo peso terreno)	1009,50 [kg/mq]
---	-----------------

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-15,12	-4,12	1009,50
-4,12	0,93	1988,71
0,93	2,13	8876,13
2,13	2,37	15763,56
2,37	3,57	8876,13
3,57	4,62	1988,71
4,62	18,42	1009,50

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 17,19 [kg/mq]	Pressione inf. 3238,93 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 2718,25 [kg/mq]

Falda

Spinta	11,78[kN]
--------	-----------

Analisi della combinazione n° 9

Pressione in calotta(solo peso terreno)	1362,83 [kg/mq]
---	-----------------

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-15,12	-4,12	1362,83
-4,12	0,93	1822,63
0,93	2,13	7886,56
2,13	2,37	13950,48
2,37	3,57	7886,56
3,57	4,62	1822,63
4,62	18,42	1362,83

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 3424,11 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 3205,82 [kg/mq]

Falda

Spinta	15,90[kN]
--------	-----------

Analisi della combinazione n° 10

Pressione in calotta(solo peso terreno) 1009,50 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-15,12	-4,12	1009,50
-4,12	0,93	1401,19
0,93	2,13	6566,75
2,13	2,37	11732,32
2,37	3,57	6566,75
3,57	4,62	1401,19
4,62	18,42	1009,50

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 2848,54 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 2640,27 [kg/mq]

Falda

Spinta 11,78[kN]

Analisi della combinazione n° 11

Pressione in calotta(solo peso terreno) 1362,83 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-15,12	-3,92	1362,83
-3,92	0,08	2538,44
0,08	1,28	10623,68
1,28	1,52	18708,92
1,52	2,72	10623,68
2,72	8,42	2538,44
8,42	18,42	1362,83

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 231,15 [kg/mq]	Pressione inf. 4114,44 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 3848,78 [kg/mq]

Falda

Spinta 15,90[kN]

Analisi della combinazione n° 12

Pressione in calotta(solo peso terreno) 1009,50 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-15,12	-3,92	1009,50
-3,92	0,08	2010,95
0,08	1,28	8898,38
1,28	1,52	15785,80
1,52	2,72	8898,38
2,72	8,42	2010,95
8,42	18,42	1009,50

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 285,43 [kg/mq] Pressione inf. 3507,17 [kg/mq]
 Piedritto destro Pressione sup. 31,97 [kg/mq] Pressione inf. 3253,71 [kg/mq]

Falda

Spinta 11,78[kN]

Analisi della combinazione n° 13

Pressione in calotta(solo peso terreno) 1362,83 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-15,12	-3,92	1362,83
-3,92	0,08	1833,07
0,08	1,28	7897,00
1,28	1,52	13960,93
1,52	2,72	7897,00
2,72	8,42	1833,07
8,42	18,42	1362,83

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,00 [kg/mq] Pressione inf. 3629,55 [kg/mq]
 Piedritto destro Pressione sup. 0,00 [kg/mq] Pressione inf. 3430,31 [kg/mq]

Falda

Spinta 15,90[kN]

Analisi della combinazione n° 14

Pressione in calotta(solo peso terreno) 1009,50 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-15,12	-3,92	1009,50
-3,92	0,08	1410,08
0,08	1,28	6575,65
1,28	1,52	11741,22
1,52	2,72	6575,65
2,72	8,42	1410,08
8,42	18,42	1009,50

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,00 [kg/mq] Pressione inf. 3044,55 [kg/mq]
 Piedritto destro Pressione sup. 0,00 [kg/mq] Pressione inf. 2854,46 [kg/mq]

Falda

Spinta 11,78[kN]

Analisi della combinazione n° 15

Pressione in calotta(solo peso terreno) 1009,50 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-15,12	18,42	1009,50

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 1934,94 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 1934,94 [kg/mq]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. -35,03 [kg/mq]	Pressione inf. -35,03 [kg/mq]
------------------	-------------------------------	-------------------------------

Falda

Spinta	11,78[kN]
--------	-----------

Analisi della combinazione n° 16

Pressione in calotta(solo peso terreno)	1009,50 [kg/mq]
---	-----------------

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-15,12	18,42	1009,50

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 1934,94 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 1934,94 [kg/mq]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. -35,03 [kg/mq]	Pressione inf. -35,03 [kg/mq]
------------------	-------------------------------	-------------------------------

Falda

Spinta	11,78[kN]
--------	-----------

Analisi della combinazione n° 17

Pressione in calotta(solo peso terreno)	1009,50 [kg/mq]
---	-----------------

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-15,12	18,42	1009,50

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 1934,94 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 1934,94 [kg/mq]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. -35,03 [kg/mq]	Pressione inf. -35,03 [kg/mq]
--------------------	-------------------------------	-------------------------------

Falda

Spinta	11,78[kN]
--------	-----------

Analisi della combinazione n° 18

Pressione in calotta(solo peso terreno)	1009,50 [kg/mq]
---	-----------------

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-15,12	18,42	1009,50

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 1934,94 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 1934,94 [kg/mq]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. -35,03 [kg/mq]	Pressione inf. -35,03 [kg/mq]
------------------	-------------------------------	-------------------------------

Falda

Spinta	11,78[kN]
--------	-----------

Analisi della combinazione n° 19

Pressione in calotta(solo peso terreno) 1009,50 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-15,12	18,42	1009,50

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 1934,94 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 1934,94 [kg/mq]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. -35,03 [kg/mq]	Pressione inf. -35,03 [kg/mq]
--------------------	-------------------------------	-------------------------------

Falda

Spinta	11,78[kN]
--------	-----------

Analisi della combinazione n° 20

Pressione in calotta(solo peso terreno) 1009,50 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-15,12	18,42	1009,50

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 1934,94 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 1934,94 [kg/mq]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. -35,03 [kg/mq]	Pressione inf. -35,03 [kg/mq]
------------------	-------------------------------	-------------------------------

Falda

Spinta	11,78[kN]
--------	-----------

Analisi della combinazione n° 21

Pressione in calotta(solo peso terreno) 1009,50 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-15,12	18,42	1009,50

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 1934,94 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 1934,94 [kg/mq]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. -35,03 [kg/mq]	Pressione inf. -35,03 [kg/mq]
--------------------	-------------------------------	-------------------------------

Falda

Spinta 11,78[kN]

Analisi della combinazione n° 22

Pressione in calotta(solo peso terreno) 1009,50 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-15,12	18,42	1009,50

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 1934,94 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 1934,94 [kg/mq]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. -35,03 [kg/mq]	Pressione inf. -35,03 [kg/mq]
--------------------	-------------------------------	-------------------------------

Falda

Spinta 11,78[kN]

Spostamenti

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 1)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,00	-0,004	1,277
1,07	-0,004	1,263
2,20	-0,004	1,253
3,30	-0,005	1,269
4,40	-0,005	1,290

Spostamenti traverso (Combinazione n° 1)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,40	0,005	1,274
1,28	0,005	1,287
2,20	0,005	1,295
3,06	0,005	1,293
4,00	0,005	1,285

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 1)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	-0,004	1,273
1,80	-0,006	1,274
3,40	0,005	1,274

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 1)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	-0,005	1,283
1,80	0,006	1,284
3,40	0,005	1,285

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,00	-0,003	0,946
1,07	-0,003	0,935
2,20	-0,003	0,929
3,30	-0,004	0,940
4,40	-0,004	0,955

Spostamenti traverso (Combinazione n° 2)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,40	0,004	0,944
1,28	0,004	0,953
2,20	0,004	0,959
3,06	0,003	0,957
4,00	0,003	0,952

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 2)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	-0,003	0,942
1,80	-0,004	0,943
3,40	0,004	0,944

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 2)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	-0,004	0,950
1,80	0,004	0,951
3,40	0,003	0,952

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,00	0,630	1,405

1,07	0,629	1,368
2,20	0,629	1,325
3,30	0,628	1,301
4,40	0,627	1,278

Spostamenti trasverso (Combinazione n° 3)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,40	0,544	1,395
1,28	0,543	1,371
2,20	0,543	1,347
3,06	0,542	1,319
4,00	0,542	1,290

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 3)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,630	1,393
1,80	0,595	1,394
3,40	0,544	1,395

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 3)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,627	1,288
1,80	0,578	1,289
3,40	0,542	1,290

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 4)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,00	0,596	1,050
1,07	0,595	1,023
2,20	0,594	0,990
3,30	0,594	0,970
4,40	0,593	0,948

Spostamenti trasverso (Combinazione n° 4)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,40	0,527	1,043
1,28	0,527	1,022
2,20	0,526	1,001
3,06	0,526	0,980
4,00	0,526	0,958

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 4)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,596	1,041
1,80	0,571	1,042
3,40	0,527	1,043

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 4)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,593	0,957
1,80	0,551	0,958
3,40	0,526	0,958

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 5)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,00	0,429	1,366
1,07	0,429	1,335
2,20	0,428	1,303
3,30	0,427	1,290
4,40	0,427	1,281

Spostamenti trasverso (Combinazione n° 5)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,40	0,371	1,358
1,28	0,370	1,345
2,20	0,370	1,331
3,06	0,370	1,311
4,00	0,369	1,287

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 5)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,429	1,356
1,80	0,403	1,357
3,40	0,371	1,358

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 5)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,427	1,286
1,80	0,396	1,286
3,40	0,369	1,287

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 6)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,00	0,406	1,018
1,07	0,406	0,996
2,20	0,405	0,971
3,30	0,405	0,960
4,40	0,404	0,949

Spostamenti traverso (Combinazione n° 6)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,40	0,360	1,012
1,28	0,359	1,000
2,20	0,359	0,988
3,06	0,359	0,972
4,00	0,358	0,955

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 6)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,406	1,011
1,80	0,388	1,012
3,40	0,360	1,012

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 6)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,404	0,954
1,80	0,377	0,955
3,40	0,358	0,955

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 7)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,00	0,030	2,512
1,07	0,030	2,489
2,20	0,029	2,488
3,30	0,029	2,550
4,40	0,029	2,635

Spostamenti traverso (Combinazione n° 7)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,40	0,116	2,510
1,28	0,116	2,583
2,20	0,116	2,635
3,06	0,116	2,637
4,00	0,115	2,611

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 7)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,030	2,505
1,80	0,040	2,508
3,40	0,116	2,510

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 7)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,029	2,606
1,80	0,106	2,608
3,40	0,115	2,611

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 8)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,00	0,036	1,997
1,07	0,036	1,980
2,20	0,035	1,980
3,30	0,035	2,032
4,40	0,035	2,101

Spostamenti traverso (Combinazione n° 8)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,40	0,109	1,996
1,28	0,109	2,057
2,20	0,109	2,099
3,06	0,109	2,102
4,00	0,108	2,081

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 8)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,036	1,992
1,80	0,045	1,994
3,40	0,109	1,996

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 8)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,035	2,077
1,80	0,099	2,079
3,40	0,108	2,081

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 9)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,00	-0,004	2,137
1,07	-0,004	2,114
2,20	-0,004	2,108
3,30	-0,005	2,155
4,40	-0,005	2,219

Spostamenti traverso (Combinazione n° 9)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,40	0,053	2,134
1,28	0,053	2,188
2,20	0,052	2,225
3,06	0,052	2,224
4,00	0,052	2,201

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 9)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	-0,004	2,130
1,80	-0,002	2,132

3,40	0,053	2,134
------	-------	-------

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 9)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	-0,005	2,197
1,80	0,050	2,199
3,40	0,052	2,201

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 10)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,00	0,000	1,677
1,07	-0,001	1,660
2,20	-0,001	1,657
3,30	-0,001	1,695
4,40	-0,001	1,747

Spostamenti traverso (Combinazione n° 10)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,40	0,047	1,675
1,28	0,047	1,720
2,20	0,047	1,751
3,06	0,047	1,750
4,00	0,047	1,732

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 10)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,000	1,672
1,80	0,002	1,674
3,40	0,047	1,675

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 10)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	-0,001	1,729
1,80	0,044	1,731
3,40	0,047	1,732

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 11)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,00	0,401	3,026
1,07	0,401	2,717
2,20	0,400	2,404
3,30	0,399	2,159
4,40	0,399	1,936

Spostamenti traverso (Combinazione n° 11)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,40	-0,360	2,918
1,28	-0,360	2,743
2,20	-0,360	2,532
3,06	-0,361	2,296
4,00	-0,361	2,022

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 11)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,401	2,913
1,80	-0,008	2,916
3,40	-0,360	2,918

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 11)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,399	2,018
1,80	0,045	2,020

3,40	-0,361	2,022
------	--------	-------

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 12)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,00	0,346	2,436
1,07	0,346	2,174
2,20	0,346	1,909
3,30	0,345	1,698
4,40	0,345	1,505

Spostamenti traverso (Combinazione n° 12)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,40	-0,303	2,344
1,28	-0,303	2,193
2,20	-0,303	2,012
3,06	-0,304	1,811
4,00	-0,304	1,579

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 12)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,346	2,340
1,80	-0,001	2,342
3,40	-0,303	2,344

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 12)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,345	1,576
1,80	0,041	1,578
3,40	-0,304	1,579

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 13)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,00	0,301	2,517
1,07	0,300	2,281
2,20	0,300	2,044
3,30	0,299	1,861
4,40	0,299	1,698

Spostamenti traverso (Combinazione n° 13)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,40	-0,271	2,435
1,28	-0,271	2,304
2,20	-0,272	2,146
3,06	-0,272	1,969
4,00	-0,272	1,761

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 13)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,301	2,431
1,80	-0,008	2,433
3,40	-0,271	2,435

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 13)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,299	1,758
1,80	0,034	1,760
3,40	-0,272	1,761

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 14)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,00	0,260	2,002

1,07	0,260	1,803
2,20	0,259	1,602
3,30	0,259	1,445
4,40	0,259	1,302

Spostamenti trasverso (Combinazione n° 14)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,40	-0,228	1,932
1,28	-0,229	1,819
2,20	-0,229	1,683
3,06	-0,229	1,533
4,00	-0,229	1,357

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 14)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,260	1,929
1,80	-0,002	1,931
3,40	-0,228	1,932

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 14)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,259	1,355
1,80	0,031	1,356
3,40	-0,229	1,357

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 15)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,00	-0,013	0,938
1,07	-0,013	0,926
2,20	-0,013	0,920
3,30	-0,014	0,932
4,40	-0,014	0,950

Spostamenti trasverso (Combinazione n° 15)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,40	-0,005	0,935
1,28	-0,005	0,946
2,20	-0,005	0,953
3,06	-0,005	0,951
4,00	-0,005	0,945

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 15)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	-0,013	0,934
1,80	-0,015	0,935
3,40	-0,005	0,935

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 15)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	-0,014	0,944
1,80	-0,003	0,945
3,40	-0,005	0,945

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 16)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,00	-0,013	0,938
1,07	-0,013	0,926
2,20	-0,013	0,920
3,30	-0,014	0,932
4,40	-0,014	0,950

Spostamenti trasverso (Combinazione n° 16)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,40	-0,005	0,935
1,28	-0,005	0,946
2,20	-0,005	0,953
3,06	-0,005	0,951
4,00	-0,005	0,945

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 16)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	-0,013	0,934
1,80	-0,015	0,935
3,40	-0,005	0,935

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 16)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	-0,014	0,944
1,80	-0,003	0,945
3,40	-0,005	0,945

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 17)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,00	0,006	0,939
1,07	0,006	0,927
2,20	0,006	0,920
3,30	0,006	0,931
4,40	0,006	0,949

Spostamenti traverso (Combinazione n° 17)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,40	0,013	0,936
1,28	0,013	0,947
2,20	0,013	0,953
3,06	0,013	0,951
4,00	0,013	0,944

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 17)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,006	0,935
1,80	0,003	0,936
3,40	0,013	0,936

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 17)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,006	0,943
1,80	0,016	0,944
3,40	0,013	0,944

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 18)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,00	-0,013	0,954
1,07	-0,013	0,943
2,20	-0,013	0,936
3,30	-0,013	0,948
4,40	-0,014	0,966

Spostamenti traverso (Combinazione n° 18)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,40	-0,005	0,952
1,28	-0,005	0,963
2,20	-0,005	0,970
3,06	-0,005	0,968
4,00	-0,005	0,962

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 18)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	-0,013	0,951
1,80	-0,015	0,951
3,40	-0,005	0,952

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 18)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	-0,014	0,960
1,80	-0,002	0,961
3,40	-0,005	0,962

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 19)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,00	0,006	0,939
1,07	0,006	0,927
2,20	0,006	0,920
3,30	0,006	0,931
4,40	0,006	0,949

Spostamenti traverso (Combinazione n° 19)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,40	0,013	0,936
1,28	0,013	0,947
2,20	0,013	0,953
3,06	0,013	0,951
4,00	0,013	0,944

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 19)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,006	0,935
1,80	0,003	0,936
3,40	0,013	0,936

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 19)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,006	0,943
1,80	0,016	0,944
3,40	0,013	0,944

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 20)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,00	-0,013	0,954
1,07	-0,013	0,943
2,20	-0,013	0,936
3,30	-0,013	0,948
4,40	-0,014	0,966

Spostamenti traverso (Combinazione n° 20)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,40	-0,005	0,952
1,28	-0,005	0,963
2,20	-0,005	0,970
3,06	-0,005	0,968
4,00	-0,005	0,962

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 20)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	-0,013	0,951
1,80	-0,015	0,951

3,40	-0,005	0,952
------	--------	-------

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 20)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	-0,014	0,960
1,80	-0,002	0,961
3,40	-0,005	0,962

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 21)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,00	0,006	0,955
1,07	0,006	0,943
2,20	0,006	0,936
3,30	0,006	0,948
4,40	0,006	0,965

Spostamenti traverso (Combinazione n° 21)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,40	0,013	0,953
1,28	0,013	0,963
2,20	0,013	0,970
3,06	0,013	0,968
4,00	0,013	0,961

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 21)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,006	0,951
1,80	0,003	0,952
3,40	0,013	0,953

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 21)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,006	0,960
1,80	0,016	0,960
3,40	0,013	0,961

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 22)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,00	0,006	0,955
1,07	0,006	0,943
2,20	0,006	0,936
3,30	0,006	0,948
4,40	0,006	0,965

Spostamenti traverso (Combinazione n° 22)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,40	0,013	0,953
1,28	0,013	0,963
2,20	0,013	0,970
3,06	0,013	0,968
4,00	0,013	0,961

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 22)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,006	0,951
1,80	0,003	0,952
3,40	0,013	0,953

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 22)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,006	0,960
1,80	0,016	0,960

3,40

0,013

0,961

Sollecitazioni

Massimi e minimi

Combinazione n° 1

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	39,93	2,20	86,67	3,93	51,15	0,47
Piedritto sinistro	-39,56	0,20	51,10	0,20	90,35	0,20
Piedritto destro	-40,04	0,20	-51,21	0,20	90,15	0,20
Traverso	24,37	2,20	47,99	0,40	11,43	2,72

Combinazione n° 2

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	29,07	2,20	64,21	3,93	40,49	2,11
Piedritto sinistro	-29,83	0,20	40,46	0,20	66,93	0,20
Piedritto destro	-30,18	0,20	-40,54	0,20	66,78	0,20
Traverso	17,64	2,20	35,55	0,40	9,49	2,13

Combinazione n° 3

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	-58,55	0,40	-95,98	0,40	102,16	2,90
Piedritto sinistro	-61,48	0,20	109,79	0,20	95,83	0,20
Piedritto destro	-49,22	0,20	-94,56	0,20	91,41	0,20
Traverso	-32,91	4,00	53,47	0,40	62,31	3,57

Combinazione n° 4

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	-47,78	0,40	-72,40	0,40	89,09	1,07
Piedritto sinistro	-50,18	0,20	96,30	0,20	71,61	0,20
Piedritto destro	-38,97	0,20	-81,90	0,20	67,83	0,20
Traverso	-27,70	4,00	40,23	0,40	58,41	1,98

Combinazione n° 5

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	-52,15	0,40	-92,64	0,40	85,95	2,50
Piedritto sinistro	-54,50	0,20	91,15	0,20	94,14	0,20
Piedritto destro	-46,33	0,20	-80,78	0,20	90,98	0,20
Traverso	-28,29	4,00	51,77	0,40	46,03	2,13

Combinazione n° 6

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	-41,81	0,40	-69,52	0,40	73,68	3,70
Piedritto sinistro	-43,71	0,20	78,60	0,20	70,17	0,20
Piedritto destro	-36,21	0,20	-68,78	0,20	67,47	0,20
Traverso	-23,34	4,00	38,79	0,40	42,78	2,13

Combinazione n° 7

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	103,42	2,20	196,91	3,93	51,90	0,47
Piedritto sinistro	-77,54	3,40	52,26	0,20	221,43	0,20
Piedritto destro	-75,25	3,40	-51,55	0,20	226,46	0,20
Traverso	119,80	2,20	-184,09	4,00	30,21	2,20

Combinazione n° 8

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	82,89	2,20	158,10	3,93	42,20	0,47
Piedritto sinistro	-64,65	3,40	42,63	0,20	178,59	0,20
Piedritto destro	-62,71	3,40	-41,78	0,20	182,88	0,20
Traverso	98,65	2,20	-151,50	4,00	26,56	3,57

Combinazione n° 9

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	84,70	2,20	163,10	3,93	48,64	3,87
Piedritto sinistro	-59,79	3,40	48,60	0,20	181,60	0,20
Piedritto destro	-61,44	0,20	-48,70	0,20	185,24	0,20
Traverso	92,71	2,20	-142,88	4,00	21,74	1,82

Combinazione n° 10

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	67,13	2,20	129,31	3,93	38,65	3,80
Piedritto sinistro	-49,32	3,40	38,64	0,20	144,65	0,20
Piedritto destro	-48,45	0,20	-38,67	0,20	147,79	0,20
Traverso	75,77	2,20	-116,41	4,00	18,61	0,60

Combinazione n° 11

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	95,51	2,20	-208,85	0,40	66,86	3,80
Piedritto sinistro	-88,93	0,20	71,72	0,20	242,96	0,20
Piedritto destro	-78,09	3,40	-62,02	0,20	180,87	0,20
Traverso	102,47	1,98	200,59	0,40	37,94	1,40

Combinazione n° 12

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	76,07	2,20	-168,44	0,40	55,33	1,92
Piedritto sinistro	-72,24	0,20	59,52	0,20	196,94	0,20
Piedritto destro	-65,19	3,40	-51,15	0,20	144,05	0,20
Traverso	83,89	1,98	165,55	0,40	33,28	2,13

Combinazione n° 13

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	78,82	2,20	-171,69	0,40	59,17	3,50
Piedritto sinistro	-73,73	0,20	62,81	0,20	197,53	0,20
Piedritto destro	-59,89	3,40	-55,55	0,20	150,94	0,20
Traverso	79,68	1,98	155,17	0,40	27,20	0,52

Combinazione n° 14

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	62,03	2,20	-136,79	0,40	48,04	0,47
Piedritto sinistro	-59,11	0,20	51,19	0,20	158,23	0,20
Piedritto destro	-49,52	3,40	-44,90	0,20	118,55	0,20
Traverso	64,66	1,98	126,85	0,40	23,43	1,52

Combinazione n° 15

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	30,79	2,20	63,59	3,93	32,21	0,40
Piedritto sinistro	-27,85	0,20	32,15	0,20	66,39	0,20
Piedritto destro	-27,77	0,20	-31,39	0,20	66,09	0,20
Traverso	19,36	2,20	35,40	0,40	4,49	0,40

Combinazione n° 16

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	30,79	2,20	63,59	3,93	32,21	0,40
Piedritto sinistro	-27,85	0,20	32,15	0,20	66,39	0,20
Piedritto destro	-27,77	0,20	-31,39	0,20	66,09	0,20
Traverso	19,36	2,20	35,40	0,40	4,49	0,40

Combinazione n° 17

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	30,79	2,20	63,78	3,93	32,11	3,93
Piedritto sinistro	-27,46	0,20	31,22	0,20	66,21	0,20

Piedritto destro	-28,15	0,20	-32,16	0,20	66,27	0,20
Traverso	19,35	2,20	-35,28	4,00	4,65	4,00

Combinazione n° 18

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	31,31	2,20	64,58	3,93	32,28	0,40
Piedritto sinistro	-28,18	0,20	32,22	0,20	67,62	0,20
Piedritto destro	-28,09	0,20	-31,46	0,20	67,32	0,20
Traverso	19,66	2,20	35,84	0,40	4,42	0,40

Combinazione n° 19

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	30,79	2,20	63,78	3,93	32,11	3,93
Piedritto sinistro	-27,46	0,20	31,22	0,20	66,21	0,20
Piedritto destro	-28,15	0,20	-32,16	0,20	66,27	0,20
Traverso	19,35	2,20	-35,28	4,00	4,65	4,00

Combinazione n° 20

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	31,31	2,20	64,58	3,93	32,28	0,40
Piedritto sinistro	-28,18	0,20	32,22	0,20	67,62	0,20
Piedritto destro	-28,09	0,20	-31,46	0,20	67,32	0,20
Traverso	19,66	2,20	35,84	0,40	4,42	0,40

Combinazione n° 21

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	31,31	2,20	64,77	3,93	32,18	3,93
Piedritto sinistro	-27,79	0,20	31,29	0,20	67,44	0,20
Piedritto destro	-28,48	0,20	-32,23	0,20	67,50	0,20
Traverso	19,64	2,20	-35,72	4,00	4,58	4,00

Combinazione n° 22

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	31,31	2,20	64,77	3,93	32,18	3,93
Piedritto sinistro	-27,79	0,20	31,29	0,20	67,44	0,20
Piedritto destro	-28,48	0,20	-32,23	0,20	67,50	0,20
Traverso	19,64	2,20	-35,72	4,00	4,58	4,00

Pressioni terreno

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 1)

X [m]	σ [kg/cmq]
0,00	0,64
1,07	0,63
2,20	0,63
3,30	0,63
4,40	0,65

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	σ [kg/cmq]
0,00	0,47
1,07	0,47
2,20	0,46
3,30	0,47
4,40	0,48

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	σ [kg/cmq]
0,00	0,70
1,07	0,68
2,20	0,66
3,30	0,65
4,40	0,64

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 4)

X [m]	σ [kg/cmq]
0,00	0,52
1,07	0,51
2,20	0,50
3,30	0,48
4,40	0,47

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 5)

X [m]	σ [kg/cmq]
0,00	0,68
1,07	0,67
2,20	0,65
3,30	0,65
4,40	0,64

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 6)

X [m]	σ [kg/cmq]
0,00	0,51
1,07	0,50
2,20	0,49
3,30	0,48
4,40	0,47

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 7)

X [m]	σ [kg/cmq]
0,00	1,26
1,07	1,24
2,20	1,24
3,30	1,28
4,40	1,32

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 8)

X [m]	σ [kg/cmq]
0,00	1,00
1,07	0,99
2,20	0,99
3,30	1,02
4,40	1,05

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 9)

X [m]	σ_i [kg/cmq]
0,00	1,07
1,07	1,06
2,20	1,05
3,30	1,08
4,40	1,11

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 10)

X [m]	σ_i [kg/cmq]
0,00	0,84
1,07	0,83
2,20	0,83
3,30	0,85
4,40	0,87

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 11)

X [m]	σ_i [kg/cmq]
0,00	1,51
1,07	1,36
2,20	1,20
3,30	1,08
4,40	0,97

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 12)

X [m]	σ_i [kg/cmq]
0,00	1,22
1,07	1,09
2,20	0,95
3,30	0,85
4,40	0,75

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 13)

X [m]	σ_i [kg/cmq]
0,00	1,26
1,07	1,14
2,20	1,02
3,30	0,93
4,40	0,85

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 14)

X [m]	σ_i [kg/cmq]
0,00	1,00
1,07	0,90
2,20	0,80
3,30	0,72
4,40	0,65

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 15)

X [m]	σ_i [kg/cmq]
0,00	0,47
1,07	0,46
2,20	0,46
3,30	0,47
4,40	0,47

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 16)

X [m]	σ_i [kg/cmq]
0,00	0,47
1,07	0,46
2,20	0,46
3,30	0,47
4,40	0,47

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 17)

X [m]	σ_i [kg/cmq]
0,00	0,47
1,07	0,46
2,20	0,46
3,30	0,47

4,40 0,47

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 18)

X [m]	σ_i [kg/cmq]
0,00	0,48
1,07	0,47
2,20	0,47
3,30	0,47
4,40	0,48

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 19)

X [m]	σ_i [kg/cmq]
0,00	0,47
1,07	0,46
2,20	0,46
3,30	0,47
4,40	0,47

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 20)

X [m]	σ_i [kg/cmq]
0,00	0,48
1,07	0,47
2,20	0,47
3,30	0,47
4,40	0,48

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 21)

X [m]	σ_i [kg/cmq]
0,00	0,48
1,07	0,47
2,20	0,47
3,30	0,47
4,40	0,48

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 22)

X [m]	σ_i [kg/cmq]
0,00	0,48
1,07	0,47
2,20	0,47
3,30	0,47
4,40	0,48

Inviluppo spostamenti nodali

Inviluppo spostamenti fondazione

X [m]	u_{Xmin} [cm]	u_{Xmax} [cm]	u_{Ymin} [cm]	u_{Ymax} [cm]
0,00	-0,0129	0,6299	0,9378	3,0265
1,07	-0,0130	0,6294	0,9263	2,7166
2,20	-0,0133	0,6285	0,9196	2,4877
3,30	-0,0136	0,6277	0,9314	2,5501
4,33	-0,0137	0,6271	0,9480	2,6349

Inviluppo spostamenti traverso

X [m]	u_{Xmin} [cm]	u_{Xmax} [cm]	u_{Ymin} [cm]	u_{Ymax} [cm]
0,40	-0,3599	0,5435	0,9354	2,9185
1,28	-0,3601	0,5431	0,9461	2,7429
2,20	-0,3604	0,5427	0,9527	2,6345
3,06	-0,3606	0,5423	0,9510	2,6366
4,00	-0,3609	0,5419	0,9443	2,6107

Inviluppo spostamenti piedritto sinistro

Y [m]	u_{Xmin} [cm]	u_{Xmax} [cm]	u_{Ymin} [cm]	u_{Ymax} [cm]
0,20	-0,0129	0,6299	0,9341	2,9131
1,80	-0,0155	0,5949	0,9348	2,9159
3,40	-0,3599	0,5435	0,9354	2,9185

Inviluppo spostamenti piedritto destro

Y [m]	u_{Xmin} [cm]	u_{Xmax} [cm]	u_{Ymin} [cm]	u_{Ymax} [cm]
0,20	-0,0137	0,6271	0,9431	2,6058
1,80	-0,0025	0,5780	0,9438	2,6084
3,40	-0,3609	0,5419	0,9443	2,6107

Sollecitazioni massime e minime

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	103,42 (7)	2,20	-208,85 (11)	0,40	102,16 (3)	2,90
Piedritto sinistro	-88,93 (11)	0,20	109,79 (3)	0,20	242,96 (11)	0,20
Piedritto destro	-78,09 (11)	3,40	-94,56 (3)	0,20	226,46 (7)	0,20
Traverso	119,80 (7)	2,20	200,59 (11)	0,40	62,31 (3)	3,57

Inviluppo pressioni terreno

Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	σ_{tmin} [kg/cm ²]	σ_{tmax} [kg/cm ²]
0,00	0,47	1,51
1,07	0,46	1,36
2,20	0,46	1,24
3,30	0,47	1,28
4,40	0,47	1,32

Verifiche geotecniche

Simbologia adottata

<i>IC</i>	Indice della combinazione
<i>Nc, Nq, Ng</i>	Fattori di capacità portante
<i>Nc, Nq, Ng</i>	Fattori di capacità portante corretti per effetto forma, inclinazione del carico, affondamento, etc.
<i>qu</i>	Portanza ultima del terreno, espressa in [kg/cmq]
<i>Qu</i>	Portanza ultima del terreno, espressa in [kN]/m
<i>Qy</i>	Carico verticale al piano di posa, espressa in [kN]/m
<i>FS</i>	Fattore di sicurezza a carico limite

IC	Nc	Nq	Nγ	N'c	N'q	N'γ	qu	Qu	Qy	FS
1	23,36	11,40	6,91	23,36	11,40	6,91	10,27	4430,46	273,21	16,22
2	17,23	7,14	3,19	17,23	7,14	3,19	6,14	2647,30	202,38	13,08
3	23,36	11,40	6,91	23,36	11,40	6,91	10,12	4366,47	287,74	15,18
4	17,23	7,14	3,19	17,23	7,14	3,19	6,04	2606,01	214,75	12,13
5	23,36	11,40	6,91	23,36	11,40	6,91	10,17	4389,13	283,17	15,50
6	17,23	7,14	3,19	17,23	7,14	3,19	6,07	2620,16	210,86	12,43
7	23,36	11,40	6,91	23,36	11,40	6,91	10,20	4401,91	544,35	8,09
8	17,23	7,14	3,19	17,23	7,14	3,19	6,09	2628,83	433,35	6,07
9	23,36	11,40	6,91	23,36	11,40	6,91	10,22	4409,64	461,05	9,56
10	17,23	7,14	3,19	17,23	7,14	3,19	6,10	2633,58	362,39	7,27
11	23,36	11,40	6,91	23,36	11,40	6,91	9,51	4105,45	525,66	7,81
12	17,23	7,14	3,19	17,23	7,14	3,19	5,65	2438,25	417,43	5,84
13	23,36	11,40	6,91	23,36	11,40	6,91	9,60	4143,87	446,68	9,28
14	17,23	7,14	3,19	17,23	7,14	3,19	5,70	2460,37	350,15	7,03
15	23,36	11,40	6,91	23,36	11,40	6,91	10,26	4428,59	200,61	22,08
16	23,36	11,40	6,91	23,36	11,40	6,91	10,26	4428,59	200,61	22,08
17	23,36	11,40	6,91	23,36	11,40	6,91	10,27	4430,04	200,61	22,08
18	23,36	11,40	6,91	23,36	11,40	6,91	10,26	4428,75	204,15	21,69
19	23,36	11,40	6,91	23,36	11,40	6,91	10,27	4430,04	200,61	22,08
20	23,36	11,40	6,91	23,36	11,40	6,91	10,26	4428,75	204,15	21,69
21	23,36	11,40	6,91	23,36	11,40	6,91	10,27	4430,18	204,15	21,70
22	23,36	11,40	6,91	23,36	11,40	6,91	10,27	4430,18	204,15	21,70

Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018 (punto 10.2)

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

Il sottoscritto 2Pigreo, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

La struttura viene discretizzata in elementi tipo trave. Per simulare il comportamento del terreno di fondazione e di rinfianco vengono inserite delle molle alla Winkler non reagenti a trazione.

L'analisi che viene effettuata è un'analisi al passo per tener conto delle molle che devono essere eliminate (molle in trazione). L'analisi fornisce i risultati in termini di spostamenti. Dagli spostamenti si risale alle sollecitazioni nodali ed alle pressioni sul terreno.

Il calcolo degli scatolari viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo delle pressioni in calotta (per gli scatolari ricoperti da terreno);
- Calcolo della spinta del terreno;
- Calcolo delle sollecitazioni sugli elementi strutturali (fondazione, piedritti e traverso);
- Progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	SCAT - Analisi Strutture Scatolari
Versione	14.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)
Utente	2Pigreo S.r.l.
Licenza	AIU5084U5

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

Luogo e data

Il progettista
(2Pigreo)

Allegato 2: Output di calcolo concio ad U

Progetto: Concio ad U
Ditta:
Comune: Sala Bolognese
Progettista: 2Pigreco
Direttore dei Lavori:
Impresa:

Normative di riferimento

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

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

Spinta sui piedritti

Spinta attiva - Metodo di Coulomb

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Spinta in presenza di falda

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

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

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

Spinta a Riposo

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

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

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

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

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

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

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

Spinta in presenza di sisma - Metodo di Mononobe-Okabe

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana). La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente. Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

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

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

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

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

dove il coefficiente A vale

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

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base pari a 1/3 dell'altezza della parete. Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali che si destano per effetto del sisma. Tale forza viene valutata come

$$F_i = CW$$

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

Verifica al carico limite

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

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

Terzaghi ha proposto la seguente espressione per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale.

$$q_u = cN_c s_c + qN_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma$$

La simbologia adottata è la seguente:

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

I fattori di capacità portante sono espressi dalle seguenti relazioni:

$$N_q = \frac{e^{2(0.75\pi - \phi/2)\text{tg}(\phi)}}{2\cos^2(45 + \phi/2)}$$

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

$$N_\gamma = \frac{\text{tg}\phi}{2} \left(\frac{K_{pr}}{\cos^2\phi} - 1 \right)$$

I fattori di forma s_c e s_γ che compaiono nella espressione di q_u dipendono dalla forma della fondazione. In particolare valgono 1 per fondazioni nastriformi o rettangolari allungate e valgono rispettivamente 1.3 e 0.8 per fondazioni quadrate.

termine K_{pr} che compare nell'espressione di N_γ non ha un'espressione analitica. Pertanto si assume per N_γ l'espressione proposta da Meyerhof

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

Strategia di soluzione

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Geometria scatolare

Descrizione:	Scatolare tipo vasca	
Altezza esterna	3,60	[m]
Larghezza esterna	4,00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0,20	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0,20	[m]
Spessore piedritto sinistro	0,40	[m]
Spessore piedritto destro	0,40	[m]
Spessore fondazione	0,40	[m]

Caratteristiche strati terreno

Strato di rinfianco

Descrizione	Terreno di rinfianco	
Peso di volume	17,0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	18,0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	24,00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	16,00	[°]
Coesione	0,10	[kg/cm ²]
Costante di Winkler	0,50	[kg/cm ² /cm]

Strato di base

Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	17,0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	18,0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	24,00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	16,00	[°]
Coesione	0,10	[kg/cm ²]
Costante di Winkler	0,50	[kg/cm ² /cm]
Tensione limite	2,50	[kg/cm ²]
Strato di base impermeabile		

Falda

Quota falda (rispetto al piano di posa)	1,55	[m]
---	------	-----

Caratteristiche materiali utilizzati

Materiale calcestruzzo

R _{ck} calcestruzzo	407,88	[kg/cm ²]
Peso specifico calcestruzzo	24,5170	[kN/mc]
Modulo elastico E	338021,17	[kg/cm ²]
Tensione di snervamento acciaio	4588,65	[kg/cm ²]
Coeff. omogeneizzazione cls tesoro/compresso (n')	0,50	
Coeff. omogeneizzazione acciaio/cls (n)	15,00	
Coefficiente dilatazione termica	0,0000120	

Materiale calcestruzzo traverso

R _{ck} calcestruzzo	458,86	[kg/cm ²]
Peso specifico calcestruzzo	24,5170	[kN/mc]
Modulo elastico E	347930,74	[kg/cm ²]
Tensione di snervamento acciaio	4588,65	[kg/cm ²]
Coeff. omogeneizzazione cls tesoro/compresso (n')	0,50	
Coeff. omogeneizzazione acciaio/cls (n)	15,00	
Coefficiente dilatazione termica	0,0000120	

Condizioni di carico

Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura
 Carichi verticali positivi se diretti verso il basso
 Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra
 Coppie concentrate positive se antiorarie
 Ascisse X (espresse in m) positive verso destra

Ordinate Y (espresse in m) positive verso l'alto
 Carichi concentrati espressi in kN
 Coppie concentrate espressi in kNm
 Carichi distribuiti espressi in kN/m

Simbologia adottata e unità di misura

Forze concentrate

X ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati
 Y ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati
 F_y componente Y del carico concentrato
 F_x componente X del carico concentrato
 M momento

Forze distribuite

X_i, X_f ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali
 Y_i, Y_f ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali
 V_{ni} componente normale del carico distribuito nel punto iniziale
 V_{nf} componente normale del carico distribuito nel punto finale
 V_{ti} componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale
 V_{tf} componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale
 D_e variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi
 D_i variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n°6 (Spinta falda)

Condizione di carico n° 7 (Combinazione A(Carico conc.))

Distr Terreno X_i= -3,00 X_f= -0,80 V_{ni}= 20,00 V_{nf}= 20,00

Impostazioni di progetto

Verifica materiali:

Stato Limite Ultimo

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

Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

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

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

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

con:

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

$$f_{cd} = 0.5 * f_{cd}$$

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

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

Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2018 - Approccio 2

Copriferro sezioni 3,00 [cm]

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

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

Norme Tecniche 2018

Simbologia adottata

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

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,30	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0,80	0,00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,50	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qifav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qisfav}	1,50	1,30
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,35	1,15
Termici	Favorevole	γ_{efav}	0,00	0,00
Termici	Sfavorevole	γ_{esfav}	1,20	1,20

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

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

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,00	1,00
Permanenti	Favorevole	γ_{G2fav}	0,00	0,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qifav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qisfav}	1,00	1,00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00
Termici	Favorevole	γ_{efav}	0,00	0,00
Termici	Sfavorevole	γ_{esfav}	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

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

Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30

Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 SLU (Approccio 2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Combinazione A(Carico conc.)	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 3 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

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

Combinazione n° 4 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

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

Analisi della spinta e verifiche

Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso

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

Tipo di analisi

Pressione in calotta

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

Metodo di calcolo della portanza

Spinta sui piedritti

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo $a_g =$

Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)

Coefficiente di amplificazione topografica (St)

Coefficiente riduzione (β_m)

Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale

Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)

Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo $a_g =$

Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)

Coefficiente di amplificazione topografica (St)

Coefficiente riduzione (β_m)

Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale

Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)

Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)

Forma diagramma incremento sismico

Spinta sismica

Angolo diffusione sovraccarico

Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0,375	0,000
2	0,375	0,000
3	0,375	0,379
4	0,375	0,377

Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	51
Numero elementi piedritto sinistro	36
Numero elementi piedritto destro	36
Numero molle piedritto sinistro	37
Numero molle piedritto destro	37

Pressione geostatica

Terzaghi

Attiva	[combinazione 1]
Attiva	[combinazione 2]
Attiva	[combinazione 3]
Attiva	[combinazione 4]

0.16 [m/s²]

1.50

1.00

0.18

0.50

$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S_s) = 0.45$

$k_v = 0.50 * k_h = 0.23$

0.06 [m/s²]

1.50

1.00

0.18

0.50

$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S_s) = 0.16$

$k_v = 0.50 * k_h = 0.08$

Stessa forma diagramma statico

Mononobe-Okabe

35,00 [°]

Analisi della combinazione n° 1

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-13,00	16,28	0,00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 1094,96 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 1094,96 [kg/mq]

Falda

Spinta 15,31[kN]

Analisi della combinazione n° 2

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-13,00	-3,00	0,00
-3,00	-0,80	3059,10
-0,80	16,28	0,00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 1667,09 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 1094,96 [kg/mq]

Falda

Spinta 15,31[kN]

Analisi della combinazione n° 3

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-13,00	16,28	0,00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 570,58 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 570,58 [kg/mq]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 9,29 [kg/mq]
--------------------	-----------------------------	-----------------------------

Falda

Spinta 11,78[kN]

Analisi della combinazione n° 4

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-13,00	16,28	0,00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 570,58 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 570,58 [kg/mq]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 5,35 [kg/mq]
--------------------	-----------------------------	-----------------------------

Falda

Spinta	11,78[kN]
--------	-----------

Spostamenti

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 1)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,00	0,000	0,809
1,07	0,000	0,795
2,20	0,000	0,787
3,30	0,000	0,795
4,40	0,000	0,809

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 1)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,000	0,804
1,90	-0,012	0,804
3,60	-0,021	0,804

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 1)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,000	0,804
1,90	0,012	0,804
3,60	0,021	0,804

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,00	0,087	0,811
1,07	0,087	0,802
2,20	0,087	0,792
3,30	0,086	0,790
4,40	0,086	0,788

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 2)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,087	0,808
1,90	0,087	0,809
3,60	0,093	0,809

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 2)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,086	0,790
1,90	0,065	0,790
3,60	0,036	0,790

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,00	0,003	0,626
1,07	0,003	0,613
2,20	0,003	0,606
3,30	0,003	0,612
4,40	0,003	0,624

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 3)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,003	0,621
1,90	-0,012	0,622
3,60	-0,023	0,622

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 3)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,003	0,619

1,90	0,015	0,620
3,60	0,025	0,620

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 4)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,00	0,003	0,624
1,07	0,003	0,611
2,20	0,002	0,603
3,30	0,002	0,609
4,40	0,002	0,622

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 4)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,003	0,619
1,90	-0,012	0,619
3,60	-0,023	0,619

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 4)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,20	0,002	0,617
1,90	0,015	0,618
3,60	0,025	0,618

Sollecitazioni

Massimi e minimi

Combinazione n° 1

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	25,94	2,20	46,61	3,93	25,17	0,47
Piedritto sinistro	-18,38	0,20	25,17	0,20	43,35	0,20
Piedritto destro	-18,38	0,20	-25,17	0,20	43,35	0,20

Combinazione n° 2

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	-26,23	0,40	46,98	3,93	34,88	1,16
Piedritto sinistro	-28,41	0,20	35,93	0,20	43,35	0,20
Piedritto destro	-30,22	0,20	-33,83	0,20	43,35	0,20

Combinazione n° 3

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	22,11	2,20	35,91	3,93	15,65	3,93
Piedritto sinistro	-11,88	0,20	15,51	0,20	33,42	0,20
Piedritto destro	-12,06	0,20	-15,64	0,20	33,42	0,20

Combinazione n° 4

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	22,05	2,20	35,79	3,93	15,62	3,93
Piedritto sinistro	-11,85	0,20	15,47	0,20	33,27	0,20
Piedritto destro	-12,01	0,20	-15,61	0,20	33,27	0,20

Pressioni terreno

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 1)

X [m]	σ [kg/cm ²]
0,00	0,40
1,07	0,40
2,20	0,39
3,30	0,40
4,40	0,40

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	σ [kg/cm ²]
0,00	0,41
1,07	0,40
2,20	0,40
3,30	0,40
4,40	0,39

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	σ [kg/cm ²]
0,00	0,31
1,07	0,31
2,20	0,30
3,30	0,31
4,40	0,31

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 4)

X [m]	σ [kg/cm ²]
0,00	0,31
1,07	0,31
2,20	0,30
3,30	0,30
4,40	0,31

Inviluppo spostamenti nodali

Inviluppo spostamenti fondazione

X [m]	u_{Xmin} [cm]	u_{Xmax} [cm]	u_{Ymin} [cm]	u_{Ymax} [cm]
0,00	0,0003	0,0872	0,6237	0,8111
1,07	0,0002	0,0871	0,6108	0,8018
2,20	0,0000	0,0868	0,6033	0,7917
3,30	-0,0002	0,0865	0,6094	0,7947
4,33	-0,0003	0,0863	0,6216	0,8085

Inviluppo spostamenti piedritto sinistro

Y [m]	u_{Xmin} [cm]	u_{Xmax} [cm]	u_{Ymin} [cm]	u_{Ymax} [cm]
0,20	0,0003	0,0872	0,6189	0,8084
1,90	-0,0123	0,0875	0,6192	0,8088
3,60	-0,0232	0,0926	0,6194	0,8089

Inviluppo spostamenti piedritto destro

Y [m]	u_{Xmin} [cm]	u_{Xmax} [cm]	u_{Ymin} [cm]	u_{Ymax} [cm]
0,20	-0,0003	0,0863	0,6172	0,8038
1,90	0,0123	0,0652	0,6176	0,8042
3,60	0,0209	0,0356	0,6177	0,8043

Sollecitazioni massime e minime

Elemento	M [kNm]	X [m]	V [kN]	X [m]	N [kN]	X [m]
Fondazione	-26,23 (2)	0,40	46,98 (2)	3,93	34,88 (2)	1,16
Piedritto sinistro	-28,41 (2)	0,20	35,93 (2)	0,20	43,35 (2)	0,20
Piedritto destro	-30,22 (2)	0,20	-33,83 (2)	0,20	43,35 (1)	0,20

Inviluppo pressioni terreno

Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	σ_{tmin} [kg/cm ²]	σ_{tmax} [kg/cm ²]
0,00	0,31	0,41
1,07	0,31	0,40
2,20	0,30	0,40
3,30	0,30	0,40
4,40	0,31	0,40

Verifiche geotecniche

Simbologia adottata

<i>IC</i>	Indice della combinazione
<i>Nc, Nq, Ng</i>	Fattori di capacità portante
<i>Nc, Nq, Ng</i>	Fattori di capacità portante corretti per effetto forma, inclinazione del carico, affondamento, etc.
<i>qu</i>	Portanza ultima del terreno, espressa in [kg/cmq]
<i>Qu</i>	Portanza ultima del terreno, espressa in [kN/m]
<i>Qy</i>	Carico verticale al piano di posa, espressa in [kN/m]
<i>FS</i>	Fattore di sicurezza a carico limite

IC	Nc	Nq	Nγ	N'c	N'q	N'γ	qu	Qu	Qy	FS
1	23,36	11,40	6,91	23,36	11,40	6,91	9,13	3941,42	171,67	22,96
2	23,36	11,40	6,91	23,36	11,40	6,91	9,09	3922,50	171,67	22,85
3	23,36	11,40	6,91	23,36	11,40	6,91	9,13	3939,00	132,30	29,77
4	23,36	11,40	6,91	23,36	11,40	6,91	9,13	3939,20	131,81	29,89

Elenco prezzi unitari

Prezzo calcestruzzo in fondazione	Euro/m ³	61.97
Prezzo calcestruzzo in elevazione	Euro/m ³	72.30
Prezzo casseri	Euro/m ²	13.94
Prezzo acciaio	Euro/Kg	0.90

Computo dei ferri

Diametro [mm]	Lunghezza [m]	Peso [kN]
16,00	175,83	2,7215
10,00	0,00	0,0000
8,00	30,00	0,1161

Computo delle quantità

Volume calcestruzzo in fondazione	mc	1.76
Volume calcestruzzo in elevazione	mc	2.56
Superficie casseri	mq	13.60
Acciaio per armature	Kg	289.35

Computo metrico

Descrizione	U.M.	Quantità	Prezzo U.	Importo(Euro)
Calcestruzzo in elevazione	(mc)	2.56	72.30	185.09
Calcestruzzo in fondazione	(mc)	1.76	61.97	109.07
Acciaio per armature	(Kg)	289.35	0.90	260.42
Casseformi	(mq)	13.60	13.94	189.58

Importo totale(per metro lineare)Euro 744.15

Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018 (punto 10.2)

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

Il sottoscritto 2Pigreo, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

La struttura viene discretizzata in elementi tipo trave. Per simulare il comportamento del terreno di fondazione e di rinfianco vengono inserite delle molle alla Winkler non reagenti a trazione.

L'analisi che viene effettuata è un'analisi al passo per tener conto delle molle che devono essere eliminate (molle in trazione). L'analisi fornisce i risultati in termini di spostamenti. Dagli spostamenti si risale alle sollecitazioni nodali ed alle pressioni sul terreno.

Il calcolo degli scatolari viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo delle pressioni in calotta (per gli scatolari ricoperti da terreno);
- Calcolo della spinta del terreno;
- Calcolo delle sollecitazioni sugli elementi strutturali (fondazione, piedritti e traverso);
- Progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	SCAT - Analisi Strutture Scatolari
Versione	14.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)
Utente	2Pigreo S.r.l.
Licenza	AIU5084U5

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

Luogo e data

Il progettista
(2Pigreo)
