

ITINERARIO INTERNAZIONALE E78

S.G.C. GROSSETO - FANO

ADEGUAMENTO A 4 CORSIE

NEL TRATTO GROSSETO - SIENA (S.S. 223 "DI PAGANICO")

DAL KM 41+600 AL KM 53+400 - LOTTO 9

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **FI15**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

IL PROGETTISTA:

Dott. Ing. Federico Durastanti
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni n° A844

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini
Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

IL R.U.P.:

Dott. Ing.
Raffaele Franco Carso

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

PROTOCOLLO

DATA

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

MANDANTI:



Dott. Ing. N. Granieri
Dott. Arch. N. Kamenicky
Dott. Ing. V. Truffini
Dott. Arch. A. Bracchini
Dott. Ing. F. Durastanti
Dott. Ing. E. Bartolucci
Dott. Geol. G. Cerquiglini
Geom. S. Scopetta
Dott. Ing. L. Sbrenna
Dott. Ing. E. Sellari
Dott. Ing. L. Dinelli
Dott. Ing. L. Nani
Dott. Ing. F. Pambianco
Dott. Agr. F. Berti Nulli

Dott. Ing. D. Carlacchini
Dott. Ing. S. Sacconi
Dott. Ing. A. Rea
Dott. Ing. V. De Gori
Dott. Ing. C. Consorti
Geom. F. Dominici

Dott. Ing. V. Rotisciani
Dott. Ing. F. Macchioni
Geom. C. Vischini
Dott. Ing. V. Piunno
Dott. Ing. G. Pulli
Geom. C. Sugaroni



OPERE DI ATTRAVERSAMENTO IDRAULICO

TOMBINO P05

Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

L O F I 1 5 E 1 9 0 1

T 0 0 T M 0 5 S T R R E 0 1

A

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
A	Emissione	28/02/2020	P. Castraberte	E. Bartolucci	N. Granieri

INDICE

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3	UNITA' DI MISURA	6
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
4.1	CALCESTRUZZO	7
4.1.1	Getto in opera tombino.....	7
4.2	ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE	7
4.3	COPRIFERRI MINIMI	8
4.4	DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI	8
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	9
6	CRITERI DI CALCOLO	10
6.1	METODOLOGIA ADOTTATA	10
6.2	MODALITÀ DI POSA IN OPERA	11
6.3	DETERMINAZIONE DELLE AZIONI SULLE TUBAZIONI INTERRATE	13
6.3.1	Azione verticale dovuta al terreno di rinterro	13
6.3.2	Azione verticale dovuta ai sovraccarichi mobili.....	13
6.3.3	Carico dovuto alla massa d'acqua contenuta nel tubo.....	16
6.3.4	Carico dovuto alla pressione idrostatica esterna.....	16
6.4	VERIFICA TUBAZIONE RIGIDA SLU	16
7	RISULTATI	18
7.1	PREMESSA	18

7.2 VERIFICHE TOMBINI ϕ1500	19
8 CONDIZIONI SISMICHE	25
9 OPERE D’IMBOCCO – POZZETTI	27
9.1 PREMESSA	27
9.2 CRITERI DI CALCOLO	28
9.3 ANALISI DEI CARICHI	30
9.3.1 Pesi propri strutturali (G_{k0})	30
9.3.2 Spinta del terreno in condizioni statiche (S_{Gk})	30
9.3.3 Carichi accidentali	30
9.3.4 Azioni derivanti dalla presenza della falda	30
9.3.5 Azioni termiche	30
9.3.6 Carico idrostatico	30
9.4 AZIONI SISMICHE (F_{SIS}, S_{SIS})	31
9.5 SCHEMA RIEPILOGATIVO DEI CARICHI	32
9.6 COMBINAZIONI DI CARICO	33
9.7 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE	36
9.7.1 Pareti	36
9.7.2 Soletta di base	39
9.7.3 Verifiche SLE	42
9.7.4 Verifica della capacità portante	44
10 OPERE DI SBOCCO-VASCA	49
10.1 ANALISI DEI CARICHI	49
10.1.1 Peso Proprio.....	49

10.1.2	Spinta della terra in condizioni statiche.....	49
10.1.3	Spinta statica dell’acqua	49
10.1.4	Spinta da sovraccarico accidentale	49
10.1.5	Azione sismica	50
10.1.6	Spinta delle terre in fase sismica.....	50
10.2	COMBINAZIONI DI CARICO.....	50
10.3	MODELLAZIONE STRUTTURALE	53
10.3.1	Codice di calcolo	53
10.3.2	Modello di calcolo	53
10.3.3	Interazione terreno-struttura	54
10.4	RISULTATI E ANALISI	54
10.4.1	ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI.....	54
10.4.2	VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E DI ESERCIZIO.....	57
10.4.3	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	57
11	ALLEGATO: TABULATI DI CALCOLO VASCA	58

1 PREMESSA

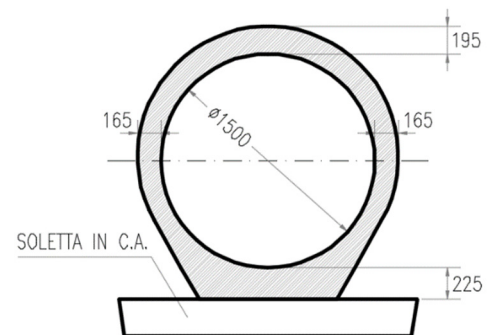
Il presente documento viene emesso nell’ambito della redazione degli elaborati tecnici relativi alla progettazione esecutiva dell’ampliamento da 2 a 4 corsie dell’Itinerario internazionale E78 S.G.C. Grosseto – Fano, Lotto 9.

Oggetto della presente relazione sono le analisi e le verifiche statiche dell’opera di attraversamento idraulico P05.

Il tombino è costituito da tubi in calcestruzzo armato vibrocompresso, dotati di bicchiere esterno di diametro interno 1500 mm.

TUBI DN 1500

Spessore in chiave	195 mm
Spessore alle imposte	165 mm
Spessore arco rovescio	225 mm



Si rimanda agli elaborati grafici per ulteriori dettagli.

Le strutture sono progettate coerentemente con quanto previsto dalla normativa vigente, Norme Tecniche delle Costruzioni 2018 e Circolare Applicativa.

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Il progetto è stato redatto sulla base delle seguenti normative e standard progettuali:

- L. 1086 05.11.1971 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- Legge n. 64 del 2 febbraio 1974 – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- Decreto Ministeriale del 17/01/2018 - “Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7 “ Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- UNI EN 206-1:2016, “Calcestruzzo – Parte 1: specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI 11104-2016, “Calcestruzzo – Parte 1: specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1”;
- UNI EN 1992-1-1 – 2005: “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1993-1-1 – 2005: “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio”;
- UNI-EN 1997-1 - 2005: “Eurocodice 7. Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali”;
- UNI-EN 1998-1 - 2005: “Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI-EN 1998-5 - 2005: “Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- UNI EN 1537: “Esecuzione di lavori geotecnici speciali - Tiranti di ancoraggio”.

3 UNITA' DI MISURA

Le unità di misura usate nella presente relazione sono:

- lunghezze [m]
- forze [kN]
- momenti [kNm]
- tensioni [MPa]

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1 CALCESTRUZZO

4.1.1 Getto in opera tombino

Per la realizzazione dello scatolare, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza 28/35 ($R_{ck} \geq 35.00 \text{ N/mm}^2$) che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza media a compressione

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37.05 \text{ N/mm}^2$$

Modulo elastico

$$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 32588 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = a_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times f_{ck} / 1.5 = 16.46 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a trazione media

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.83 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a trazione

$$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 1.98 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a trazione di calcolo

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.32 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a compressione (comb. Rara)

$$\sigma_c = 0.60 \times f_{ck} = 17.43 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)

$$\sigma_c = 0.45 \times f_{ck} = 13.07 \text{ N/mm}^2$$

4.2 Acciaio per armature ordinarie

Classe acciaio per armature ordinarie

B450C

Tensione di snervamento caratteristica

$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$

Tensione caratteristica di rottura

$f_t \geq 540 \text{ MPa}$

Modulo di elasticità

$E_a = 210000 \text{ MPa}$

4.3 Copriferrini minimi

Si riportano di seguito i copriferrini minimi per le strutture in calcestruzzo armato:

Strutture di elevazione	4.0 cm
Strutture di fondazione	4.0 cm
Elementi prefabbricati	3.0cm

4.4 Durabilità e prescrizioni sui materiali

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Si adotta quanto segue:

Fondazione - Elevazione	Classe di esposizione	XC2
-------------------------	-----------------------	-----

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Si riportano i parametri di resistenza e deformabilità assunti nel calcolo in accordo con i risultati dei sondaggi riportati nella relazione geotecnica.

Unità geotecniche		Unità geologiche		γ	c'	φ'	z	c_u	E'	OCR
				[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[m da p.c.]	[kPa]	[MPa]	[-]
A	Sabbia e ghiaia	at, at2, at3	alluvioni fluviali terrazzate recenti e antiche	19.5	10÷20	25÷27	0÷2	-	5÷20	-
							>2		25÷50	
B	Argilliti	Pb	Argille a Palombini	20	10÷25	28÷30	0÷20	150÷250	50÷120	3÷5
							>20	100÷200	100÷220	1.5÷3
C	Calcare/Ghiaia	CV	Calcare Cavernoso	21	10÷15	34÷35	0÷10	-	40÷80	-
							>10		60÷120	
D	Breccia/Ghiaia	CM	Brecce di Grotti	19	0	35÷37	0÷20	-	50÷100	-
							>20		100÷200	
E	Argille/Limi	dl, Pa, Ps	Depositi lacustri, argille e sabbie plioceniche	19.5	10÷30	23÷25	0÷20	100÷200	40÷80	3÷5
							>20		80÷120	1.5÷3

Tabella 1: Caratterizzazione geotecnica

La falda è posiziona al di sotto del piano di posa della fondazione e non interagisce con l'opera in esame.

Per il rilevato stradale sono state considerate le seguenti caratteristiche:

$\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale
 $\varphi' = 35^\circ$ angolo di resistenza al taglio
 $c' = 0.00 \text{ kPa}$ coesione drenata

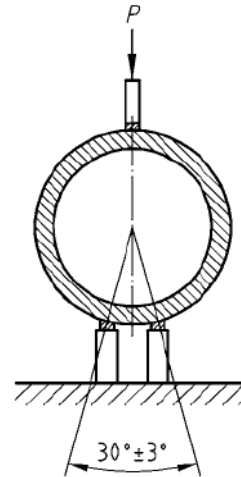
6 CRITERI DI CALCOLO

6.1 Metodologia adottata

Le norme UNI EN 1916 prevedono che i tubi vengano qualificati da punto di vista della resistenza meccanica attraverso la classe di resistenza valuta mediante una prova sperimentale in cui si applica una forza concentrata sulla sommità del tubo, la classe del tubo viene valuta mediante la seguente espressione:

$$K = P/DN$$

In cui DN = diametro del tubo



Nelle condizioni reali il tubo si verrà a trovare in situazioni abbastanza differenti da quelle ipotizzate nella prova. In particolare nel caso di tubi interrati i carichi sulla volta saranno di tipo distribuito e lateralmente il terreno presente eserciterà una azione di confinamento.

La classe di resistenza minima per la scelta del tubo è quella che determina un carico di resistenza maggiore di quello di progetto calcolato.

Il carico totale dovuto al rinterro ed al carico mobile stradale relativo ad un carico di 1° categoria viene amplificato da un coefficiente di sicurezza per determinare il carico di progetto e quindi la classe di resistenza del tubo.

Tale valore viene specificato nella norma Europea ed anche in quella italiana pari a 1.5. Pertanto se il calcolo dei tubi armati viene fatto con riferimento alla fessurazione il coefficiente di sicurezza viene posto uguale ad 1 mentre se il calcolo viene fatto con riferimento al carico di collasso il coefficiente di sicurezza diventa pari a 1.5.

La struttura ad anello opera in regime di presso - flessione e taglio ed è sollecitata dai carichi esterni (peso proprio, rinterro e carichi accidentali), dal carico idraulico e dalle reazioni del terreno che la struttura mobilita.

In funzione del diametro della tubazione e del rapporto interattivo dell'anello col terreno, i tubi assumono un comportamento rigido o flessibile.

Per stabilire il comportamento della condotta, in riferimento alla norma UNI 7517/76, si valuta il coefficiente o modulo di elasticità in sito come segue:

$$n = \frac{E_{\text{terreno}}}{E_{\text{tubazione}}} \cdot \left(\frac{r}{s}\right)^3$$

- E_{terreno} : modulo di elasticità del terreno;

- $E_{\text{tubazione}}$: modulo di elasticità del materiale costituente la tubazione;

- r : raggio medio della tubazione $r = \frac{D-s}{2}$

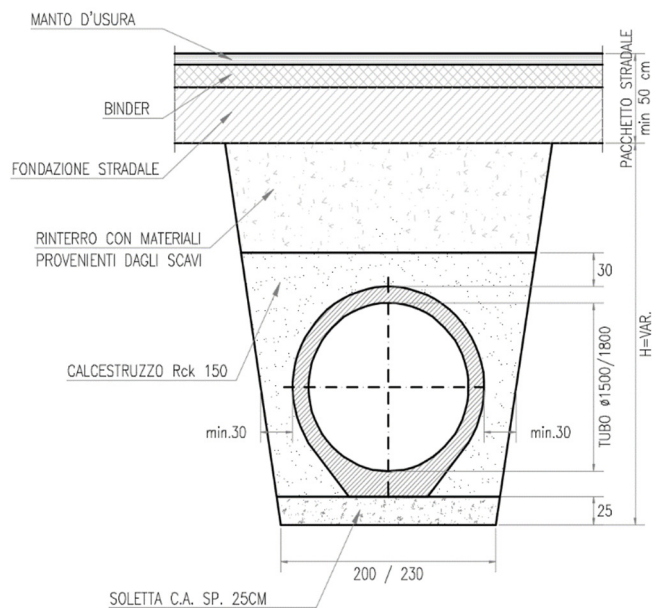
- s : spessore della tubazione.

la tubazione interrata risulta flessibile o deformabile se risulta $n \geq 1$

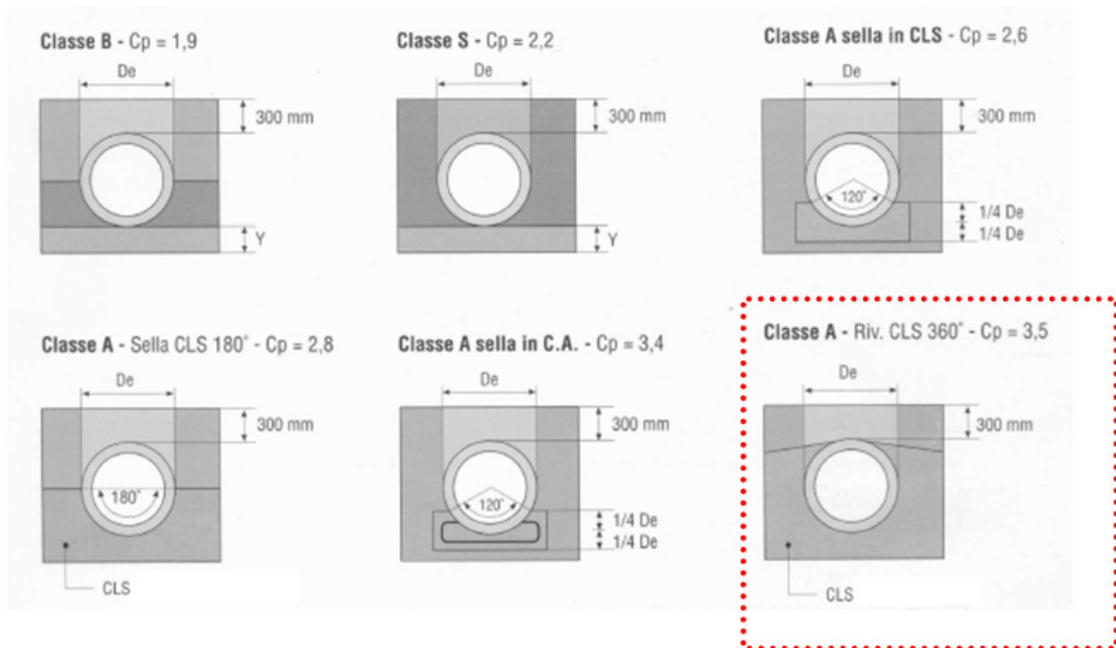
I tubi in conglomerato cementizio appartengono generalmente alla categoria dei tubi rigidi ed il criterio di verifica da utilizzare è quello che fa capo al massimo carico di rottura. Poiché i tubi rigidi favoriscono la concentrazione dei carichi sulle generatrici superiore e inferiore, la resistenza del sistema tubo rigido - terreno dipende in maniera notevole dall'apertura dell'angolo del letto d'appoggio.

6.2 Modalità di posa in opera

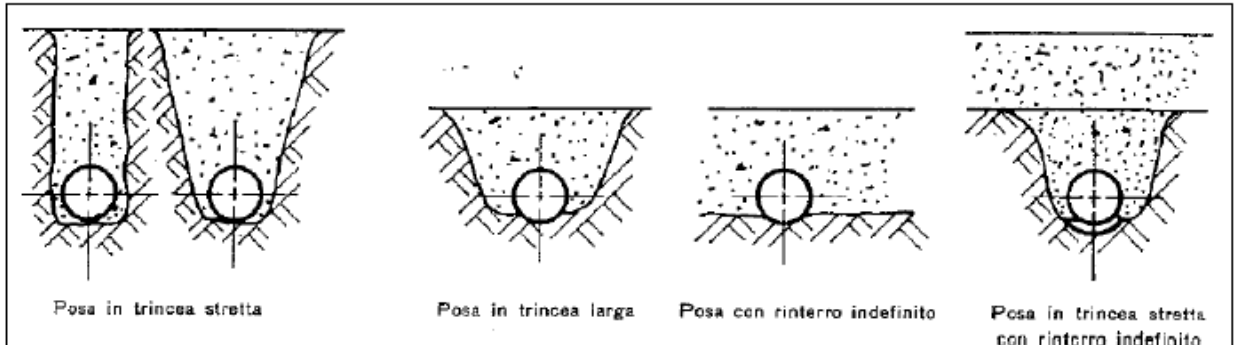
Il tubo viene posato in uno scavo a sezione obbligata su una soletta in calcestruzzo C28/35 armato avente spessore pari a 25 cm e rinfiato con calcestruzzo magro C12/15 fino al completo ricoprimento con almeno 30 cm di spessore in chiave.



Tale modalità di posa determina un coefficiente di posa $CP=3.5$ come di seguito specificato:



Per quanto riguarda le condizioni di posa si distinguono 4 differenti situazioni, schematicamente rappresentate di seguito:



La condizione di posa in trincea stretta si ha quando è verificata una delle due seguenti relazioni:

- $H \geq 1,5B$ per $B \leq 2D$
 - $H \geq 3,5B$ per $2D < B < 3D$
- D diametro esterno della tubazione,
 - B larghezza della trincea di scavo in corrispondenza della generatrice superiore del tubo
 - H l'altezza del ricoprimento sopra tale generatrice.

La larghezza raccomandata è $B \approx D + 0,5$ m.

6.3 Determinazione delle azioni sulle tubazioni interrato

6.3.1 Azione verticale dovuta al terreno di rinterro

Per tubi rigidi ($n < 1$) in trincea stretta, l'azione W_c del terreno di ricoprimento, sempre per unità di lunghezza di tubazione, è data dalla:

$$W_c = c_t \cdot \gamma_t \cdot B^2$$

in cui γ_t è il peso specifico del terreno di rinterro e c_t un coefficiente di carico del terreno nella posa in trincea stretta, funzione del rapporto H/B , dell'angolo di attrito interno del rinterro φ e dell'angolo d'attrito φ' tra il rinterro ed il terreno naturale;

$$c_t = \frac{1 - e^{-2k \left(\frac{H}{B}\right) \tan(\varphi')}}{2k \tan(\varphi')} \quad k = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Per tubi rigidi ($n < 1$) in trincea larga, l'azione W_c del terreno di ricoprimento, sempre per unità di lunghezza di tubazione, è data dalla:

$$W_c = C_e \cdot \gamma_t \cdot D^2$$

C_e un è il coefficiente di carico del terreno nella posa in trincea larga dipendente da H/D e calcolato come:

$$\begin{aligned} C_e &= 0,1 + 0,85 \cdot (H/D) + 0,33 \cdot (H/D)^2 && \text{per } H/D \leq 2,66 \\ C_e &= 0,1 + 1,68 \cdot (H/D) && \text{per } H/D > 2,66 \end{aligned}$$

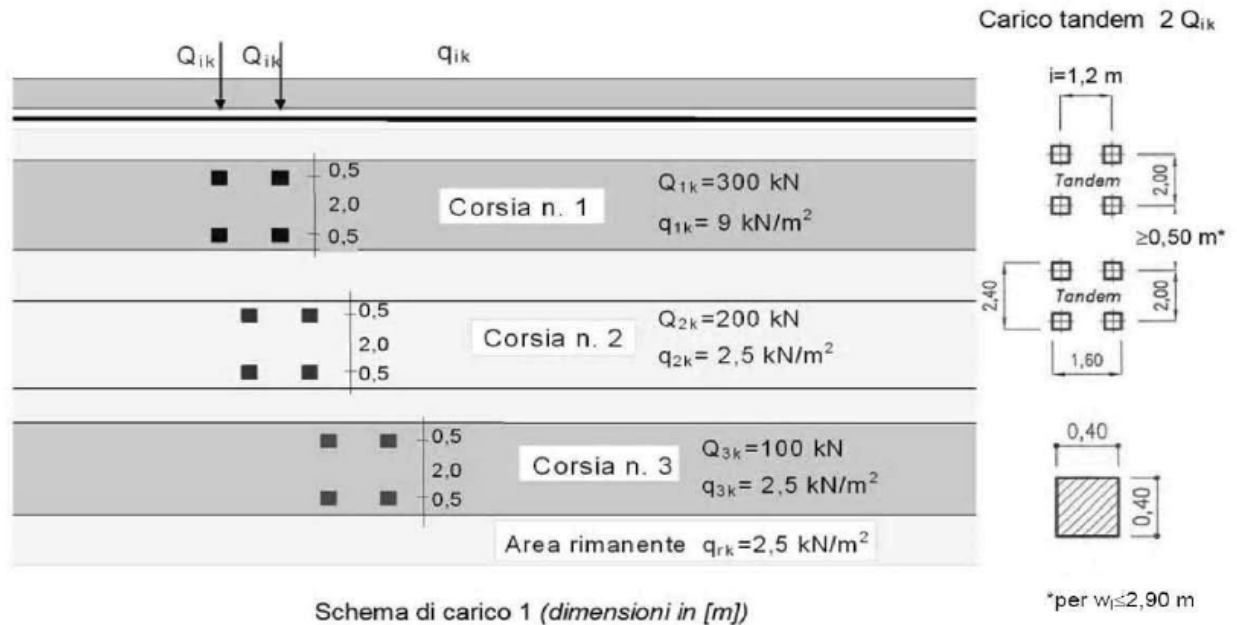
D è il diametro esterno del tubo.

6.3.2 Azione verticale dovuta ai sovraccarichi mobili

Si distinguono due tipi di sovraccarichi mobili applicati con modalità dinamica fattorizzando per un coefficiente di amplificazione $\varphi = 1 + 0,3 H$ valido per strade e autostrade :

- sovraccarichi concentrati;
- sovraccarichi distribuiti.

Con riferimento al D.M. 17-01-2018, si considerano le azioni variabili da traffico gravanti sul piano contenente la generatrice superiore del tubo secondo lo “schema di carico 1” per i ponti di prima categoria, di seguito rappresentato:



Tali carichi vengono posizionati ortogonalmente all'asse longitudinale dell'opera, ripartendoli sia in direzione longitudinale che trasversale, assumendo i seguenti angoli di diffusione:

- Diffusione 1:1 attraverso il pacchetto stradale e le strutture in cemento armato
- Diffusione 1:4 nel terreno di ricoprimento.

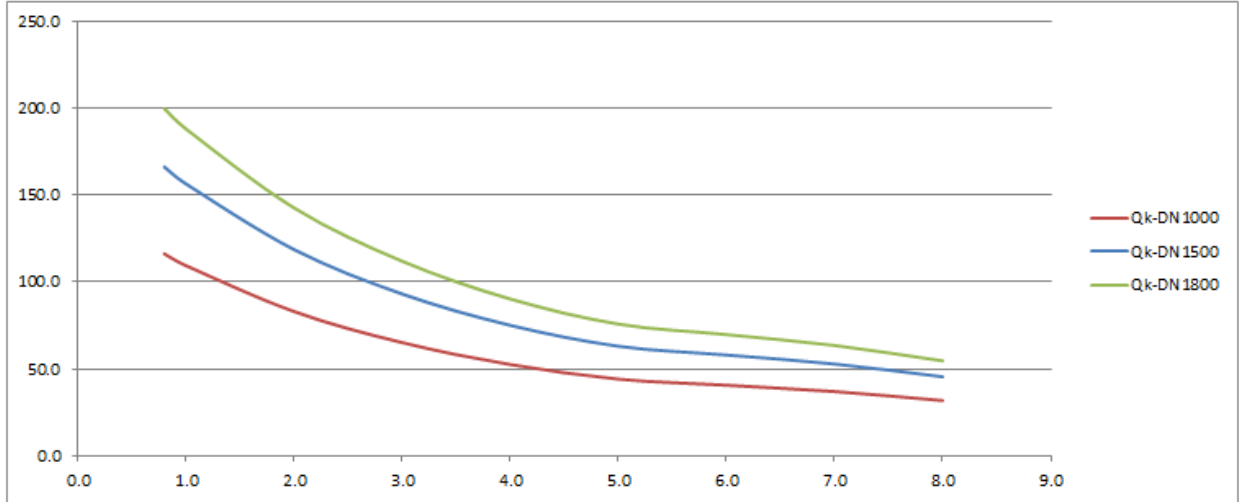
Per quanto riguarda il carico tandem, quale base collaborante, si considerano le dimensioni d'ingombro (2,40 x 1,60 mt) aumentate dello spessore di diffusione attraverso i vari strati attraversati.

Sulla base di quanto esposto si riporta, informa tabulare e grafica, la variabilità del carico agente in corrispondenza della generatrice superiore del tubo in funzione dell'altezza H del rinterro e del diametro DN (interno) dei tubi utilizzati:

CARICHI MOBILI CONCENTRATI Qk (TANDEM) - DN1500

Q.ta gen. Sup. H m	Tandem : kN	A m	L m	fatt. incidenza	Tandem : kN	A m	L m	fatt. incidenza	Tandem : kN	A m	L m	fatt. incidenza	Carico kN/m ²	D est. m	Carico kN/m
0.8	600	2.75	4.00	1.00	400	2.75	4.00	1.00	200	2.75	4.00	0.00	90.9	1.83	166.4
1.0	600	2.85	4.10	1.00	400	2.85	4.10	1.00	200	2.85	4.10	0.00	85.6	1.83	156.6
2.0	600	3.35	4.60	1.00	400	3.35	4.60	1.00	200	3.35	4.60	0.00	64.9	1.83	118.8
3.0	600	3.85	5.10	1.00	400	3.85	5.10	1.00	200	3.85	5.10	0.00	50.9	1.83	93.2
4.0	600	4.35	5.60	1.00	400	4.35	5.60	1.00	200	4.35	5.60	0.00	41.1	1.83	75.1
5.0	600	4.85	6.10	1.00	400	4.85	6.10	1.00	200	4.85	6.10	0.10	34.5	1.83	63.1
6.0	600	5.35	6.60	1.00	400	5.35	6.60	1.00	200	5.35	6.60	0.60	31.7	1.83	58.0
7.0	600	5.85	7.10	1.00	400	5.85	7.10	1.00	200	5.85	7.10	1.00	28.9	1.83	52.9
8.0	600	6.35	7.60	1.00	400	6.35	7.60	1.00	200	6.35	7.60	1.00	24.9	1.83	45.5

VARIAZIONE DELLA DIFFUSIONE DEI CARICHI CONCENTRATI SULLA GENERATRICE SUPERIORE DEL TUBO IN FUNZIONE DELL'ALTEZZA RICOPRIMENTO

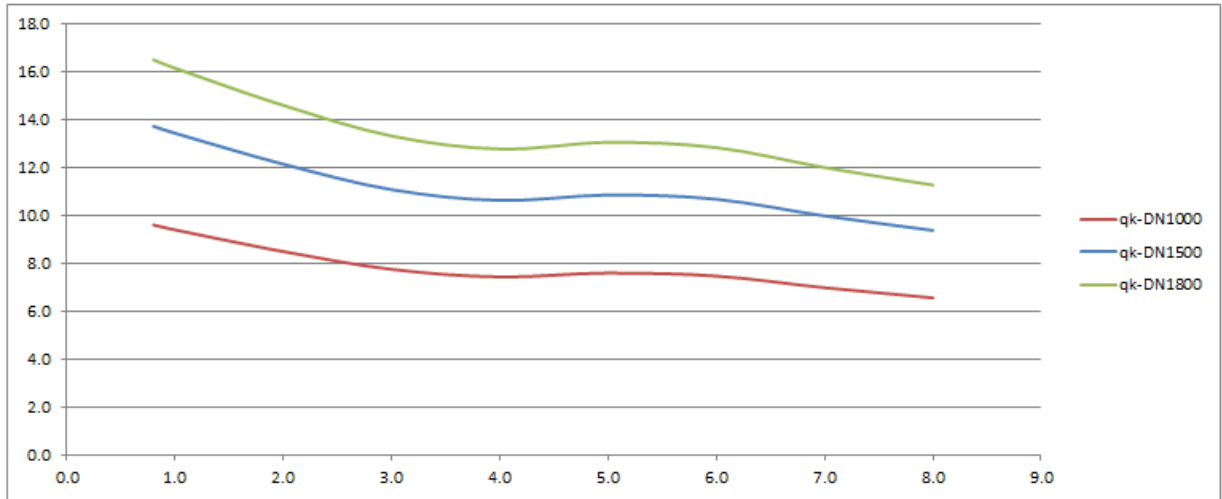


[m, kN/m]

CARICHI MOBILI UNIFORMEMENTE DISTRIBUITI qk - DN1500

Q.ta gen. Sup. H m	qk 1 kN/m	D est. m	A m	fatt. incidenza	qk 2 kN/m	D est. m	A m	fatt. incidenza	qk 3 kN/m	D est. m	A m	fatt. incidenza	Carico kN/m
0.8	27	1.83	4.60	1.00	7.5	1.83	4.60	1.00	7.5	1.83	4.60	0.00	13.7
1.0	27	1.83	4.70	1.00	7.5	1.83	4.70	1.00	7.5	1.83	4.70	0.00	13.4
2.0	27	1.83	5.20	1.00	7.5	1.83	5.20	1.00	7.5	1.83	5.20	0.00	12.1
3.0	27	1.83	5.70	1.00	7.5	1.83	5.70	1.00	7.5	1.83	5.70	0.00	11.1
4.0	27	1.83	6.20	1.00	7.5	1.83	6.20	1.00	7.5	1.83	6.20	0.20	10.6
5.0	27	1.83	6.70	1.00	7.5	1.83	6.70	1.00	7.5	1.83	6.70	0.70	10.9
6.0	27	1.83	7.20	1.00	7.5	1.83	7.20	1.00	7.5	1.83	7.20	1.00	10.7
7.0	27	1.83	7.70	1.00	7.5	1.83	7.70	1.00	7.5	1.83	7.70	1.00	10.0
8.0	27	1.83	8.20	1.00	7.5	1.83	8.20	1.00	7.5	1.83	8.20	1.00	9.4

VARIAZIONE DELLA DIFFUSIONE DEI CARICHI DISTRIBUITI SULLA GENERATRICE SUPERIORE DEL TUBO IN FUNZIONE DELL'ALTEZZA RICOPRIMENTO



[m, kN/m]

6.3.3 Carico dovuto alla massa d'acqua contenuta nel tubo

Il carico verticale sulla generatrice del tubo, dovuto alla massa dell'acqua contenuta nel tubo riempito per tre quarti, si calcola secondo la formula:

$$P_a = 5.89 \text{ DN}^2$$

Dove:
 P_a è il carico in kN/m
 DN è il diametro interno del tubo in m

6.3.4 Carico dovuto alla pressione idrostatica esterna

Nei casi esaminati la profondità della falda è tale da non generare carichi di questo tipo.

6.4 VERIFICA TUBAZIONE RIGIDA SLU

Per la verifica, il rapporto “n” tra il carico resistente P_{ed} ed il carico totale P_{tot} dovrà risultare maggiore o uguale al coefficiente di sicurezza μ posto pari a 1.5:

$$P_{ed} = CP \cdot Q_0 \cdot D \quad P_{tot} = W_c + (P'_{vc} + P_{vd}) \cdot \psi + P_a$$

essendo Q_0 la classe di resistenza del tubo espressa in kN/m^2 .

7 Risultati

7.1 PREMESSA

Nelle verifiche si farà riferimento a varie altezze di ricoprimento (H) per ogni diametro dei tubi utilizzato, in tal modo si intende involuppare tutta la casistica prevista in progetto.

Le altezze H considerate sono le seguenti.

Tombini DN 1500

ricopr. Minimo	0.8	m
ricopr. Interm.	2.0	m
ricopr. Interm.	3.0	m
ricopr. Interm.	5.0	m
ricopr. Interm.	6.0	m
ricopr. Interm.	7.0	m

7.2 Verifiche tombini $\phi 1500$

DN 1500		H =800	
DN	1500 mm	Diametro nominale tubazione (diametro interno)	
s =	165 mm	Spessore tubo (minimo)	
D =	1830 mm	Diametro esterno tubazione	
E _{terr.} =	80 MPa	Modulo Elastico Terreno [Mpa]	
E _{tubo} =	33346 MPa	Modulo Elastico Tubo [Mpa] - CLS	
n =	0.31	TUBO RIGIDO	
ρ =	20 KN/m ³	Peso specifico del terreno di ricoprimento	
φ =	34.0 °	Angolo di attrito del rinterro	
δ =	22.6 °	Angolo d'attrito terreno tubazione	
K =	0.2827	Coefficiente di spinta attiva	
H =	800 mm	Ricoprimento minimo del tubo dalla generatrice superiore	
Tipo rinterro	indefinito	Normale - Indefinito	
B =	2700 mm	Larghezza della trincea alla generatrice superiore del tubo	
H/B =	0.296	Rapporto per la determinazione del tipo di trincea	

TRINCEA LARGA

H/D =	0.437	Rapporto per la determinazione di Ct	
C _t (o C _e) =	0.535	coefficiente di carico del terreno	
W _{c,min} =	29.3 KN/m	Carico verticale di ricoprimento minimo	
W _c =	35.8 KN/m	Carico verticale rinterro	
P' _{vc} =	166.4 KN/m	Carico Mobile "Qk" sulla generatrice superiore	
P _{vd} =	13.7 KN/m	Carico Mobile "qk" sulla generatrice superiore	
ψ =	1.3750	Coefficiente di incremento dinamico stradale	
P _s =	13.3 KN/m	Carico acqua interna	
Q _{tot} =	296.7 KN/m	Carico totale	
Q ₀ =	100 KN/m ²	Classe di resistenza del tubo (certificata dal produttore)	
μ =	1.5	Coefficiente di sicurezza	
CP =	3.5	Coefficiente di posa (Dipendente dal tipo di appoggio)	
P _{rd} =	640.5 KN/m	Carico resistente	
n =	✓ 2.159	Coefficiente di sicurezza $n > \mu$	

DN1500		H =2000	
DN	1500 mm	Diametro nominale tubazione (diametro interno)	
s =	165 mm	Spessore tubo (minimo)	
D =	1830 mm	Diametro esterno tubazione	
E _{terr.} =	80 MPa	Modulo Elastico Terreno [Mpa]	
E _{tubo} =	33346 MPa	Modulo Elastico Tubo [Mpa] - CLS	
n =	0.31	TUBO RIGIDO	
ρ =	20 KN/m ³	Peso specifico del terreno di ricoprimento	
φ =	34.0 °	Angolo di attrito del rinterro	
δ =	22.6 °	Angolo d'attrito terreno tubazione	
K =	0.2827	Coefficiente di spinta attiva	
H =	2000 mm	Ricoprimento minimo del tubo dalla generatrice superiore	
Tipo rinterro	indefinito	Normale - Indefinito	
B =	2700 mm	Larghezza della trincea alla generatrice superiore del tubo	
H/B =	0.741	Rapporto per la determinazione del tipo di trincea	

TRINCEA LARGA

H/D =	1.093	Rapporto per la determinazione di Ct	
C _t (o C _e) =	1.423	coefficiente di carico del terreno	
W _{c,min} =	73.2 KN/m	Carico verticale di ricoprimento minimo	
W _c =	95.3 KN/m	Carico verticale rinterro	
P' _{vc} =	118.8 KN/m	Carico Mobile "Qk" sulla generatrice superiore	
P _{vd} =	12.1 KN/m	Carico Mobile "qk" sulla generatrice superiore	
ψ =	1.1500	Coefficiente di incremento dinamico stradale	
P _a =	13.3 KN/m	Carico acqua interna	
Q _{tot} =	259.1 KN/m	Carico totale	
Q ₀ =	100 KN/m ²	Classe di resistenza del tubo (certificata dal produttore)	
μ =	1.5	Coefficiente di sicurezza	
CP =	3.5	Coefficiente di posa (Dipendente dal tipo di appoggio)	
P _{rd} =	640.5 KN/m	Carico resistente	
n =	✓ 2.472	Coefficiente di sicurezza n > μ	

DN1500	H =3000	
DN	1500 mm	Diametro nominale tubazione (diametro interno)
s =	165 mm	Spessore tubo (minimo)
D =	1830 mm	Diametro esterno tubazione
E _{terr.} =	80 MPa	Modulo Elastico Terreno [Mpa]
E _{tubo} =	33346 MPa	Modulo Elastico Tubo [Mpa] - CLS
n =	0.31	TUBO RIGIDO
ρ =	20 KN/m ³	Peso specifico del terreno di ricoprimento
φ =	34.0 °	Angolo di attrito del rinterro
δ =	22.6 °	Angolo d'attrito terreno tubazione
K =	0.2827	Coefficiente di spinta attiva
H =	3000 mm	Ricoprimento minimo del tubo dalla generatrice superiore
Tipo rinterro	indefinito	Normale - Indefinito
B =	2700 mm	Larghezza della trincea alla generatrice superiore del tubo
H/B =	1.111	Rapporto per la determinazione del tipo di trincea

TRINCEA LARGA

H/D =	1.639	Rapporto per la determinazione di Ct
C _t (o C _e) =	2.380	coefficiente di carico del terreno
W _{c,min} =	109.8 KN/m	Carico verticale di ricoprimento minimo
W _c =	159.4 KN/m	Carico verticale rinterro
P' _{vc} =	93.2 KN/m	Carico Mobile "Qk" sulla generatrice superiore
P _{vd} =	11.1 KN/m	Carico Mobile "qk" sulla generatrice superiore
ψ =	1.1000	Coefficiente di incremento dinamico stradale
P _a =	13.3 KN/m	Carico acqua interna
Q _{tot} =	287.4 KN/m	Carico totale
Q ₀ =	100 KN/m ²	Classe di resistenza del tubo (certificata dal produttore)
μ =	1.5	Coefficiente di sicurezza
CP =	3.5	Coefficiente di posa (Dipendente dal tipo di appoggio)
P _{rd} =	640.5 KN/m	Carico resistente
n =	✓ 2.229	Coefficiente di sicurezza n > μ

DN1500		H =5000	
DN	1500 mm	Diametro nominale tubazione (diametro interno)	
s =	165 mm	Spessore tubo (minimo)	
D =	1830 mm	Diametro esterno tubazione	
E _{terr.} =	80 MPa	Modulo Elastico Terreno [Mpa]	
E _{tubo} =	33346 MPa	Modulo Elastico Tubo [Mpa] - CLS	
n =	0.31	TUBO RIGIDO	
ρ =	20 KN/m ³	Peso specifico del terreno di ricoprimento	
φ =	34.0 °	Angolo di attrito del rinterro	
δ =	22.6 °	Angolo d'attrito terreno tubazione	
K =	0.2827	Coefficiente di spinta attiva	
H =	5000 mm	Ricoprimento minimo del tubo dalla generatrice superiore	
Tipo rinterro	indefinito	Normale - Indefinito	
B =	2700 mm	Larghezza della trincea alla generatrice superiore del tubo	
H/B =	1.852	Rapporto per la determinazione del tipo di trincea	

TRINCEA STRETTA

H/D =	2.732	Rapporto per la determinazione di Ct	
C _t (o C _e) =	1.502	coefficiente di carico del terreno	
W _{c,min} =	183.0 KN/m	Carico verticale di ricoprimento minimo	
W _c =	183.0 KN/m	Carico verticale rinterro	
P' _{vc} =	63.1 KN/m	Carico Mobile "Qk" sulla generatrice superiore	
P _{vd} =	10.9 KN/m	Carico Mobile "qk" sulla generatrice superiore	
ψ =	1.0600	Coefficiente di incremento dinamico stradale	
P _a =	13.3 KN/m	Carico acqua interna	
Q _{tot} =	274.7 KN/m	Carico totale	
Q ₀ =	100 KN/m ²	Classe di resistenza del tubo (certificata dal produttore)	
μ =	1.5	Coefficiente di sicurezza	
CP =	3.5	Coefficiente di posa (Dipendente dal tipo di appoggio)	
P _{rd} =	640.5 KN/m	Carico resistente	
n =	✓ 2.332	Coefficiente di sicurezza n > μ	

DN1500		H =6000	
DN	1500 mm	Diametro nominale tubazione (diametro interno)	
s =	165 mm	Spessore tubo (minimo)	
D =	1830 mm	Diametro esterno tubazione	
E _{terr.} =	80 MPa	Modulo Elastico Terreno [Mpa]	
E _{tubo} =	33346 MPa	Modulo Elastico Tubo [Mpa] - CLS	
n =	0.31	TUBO RIGIDO	
ρ =	20 KN/m ³	Peso specifico del terreno di ricoprimento	
φ =	34.0 °	Angolo di attrito del rinterro	
δ =	22.6 °	Angolo d'attrito terreno tubazione	
K =	0.2827	Coefficiente di spinta attiva	
H =	6000 mm	Ricoprimento minimo del tubo dalla generatrice superiore	
Tipo rinterro	indefinito	Normale - Indefinito	
B =	2700 mm	Larghezza della trincea alla generatrice superiore del tubo	
H/B =	2.222	Rapporto per la determinazione del tipo di trincea	

TRINCEA STRETTA

H/D =	3.279	Rapporto per la determinazione di Ct	
C _t (o C _e) =	1.731	coefficiente di carico del terreno	
W _{c,min} =	219.6 KN/m	Carico verticale di ricoprimento minimo	
W _c =	219.6 KN/m	Carico verticale rinterro	
P' _{vc} =	58.0 KN/m	Carico Mobile "Qk" sulla generatrice superiore	
P _{vd} =	10.7 KN/m	Carico Mobile "qk" sulla generatrice superiore	
ψ =	1.0500	Coefficiente di incremento dinamico stradale	
P _a =	13.3 KN/m	Carico acqua interna	
Q _{tot} =	305.0 KN/m	Carico totale	
Q ₀ =	100 KN/m ²	Classe di resistenza del tubo (certificata dal produttore)	
μ =	1.5	Coefficiente di sicurezza	
CP =	3.5	Coefficiente di posa (Dipendente dal tipo di appoggio)	
P _{rd} =	640.5 KN/m	Carico resistente	
n =	✓ 2.100	Coefficiente di sicurezza n > μ	

DN1500		H =7000	
DN	1500 mm	Diametro nominale tubazione (diametro interno)	
s =	165 mm	Spessore tubo (minimo)	
D =	1830 mm	Diametro esterno tubazione	
E _{terr.} =	80 MPa	Modulo Elastico Terreno [Mpa]	
E _{tubo} =	33346 MPa	Modulo Elastico Tubo [Mpa] - CLS	
n =	0.31	TUBO RIGIDO	
ρ =	20 KN/m ³	Peso specifico del terreno di ricoprimento	
φ =	34.0 °	Angolo di attrito del rinterro	
δ =	22.6 °	Angolo d'attrito terreno tubazione	
K =	0.2827	Coefficiente di spinta attiva	
H =	7000 mm	Ricoprimento minimo del tubo dalla generatrice superiore	
Tipo rinterro	indefinito	Normale - Indefinito	
B =	2700 mm	Larghezza della trincea alla generatrice superiore del tubo	
H/B =	2.593	Rapporto per la determinazione del tipo di trincea	

TRINCEA STRETTA

H/D =	3.825	Rapporto per la determinazione di Ct	
C _t (o C _e) =	1.942	coefficiente di carico del terreno	
W _{c,min} =	256.2 KN/m	Carico verticale di ricoprimento minimo	
W _c =	256.2 KN/m	Carico verticale rinterro	
P' _{vc} =	52.9 KN/m	Carico Mobile "Qk" sulla generatrice superiore	
P _{vd} =	10.0 KN/m	Carico Mobile "qk" sulla generatrice superiore	
ψ =	1.0429	Coefficiente di incremento dinamico stradale	
P _a =	13.3 KN/m	Carico acqua interna	
Q _{tot} =	335.0 KN/m	Carico totale	
Q ₀ =	100 KN/m ²	Classe di resistenza del tubo (certificata dal produttore)	
μ =	1.5	Coefficiente di sicurezza	
CP =	3.5	Coefficiente di posa (Dipendente dal tipo di appoggio)	
P _{rd} =	640.5 KN/m	Carico resistente	
n =	✓ 1.912	Coefficiente di sicurezza n > μ	

8 Condizioni Sismiche

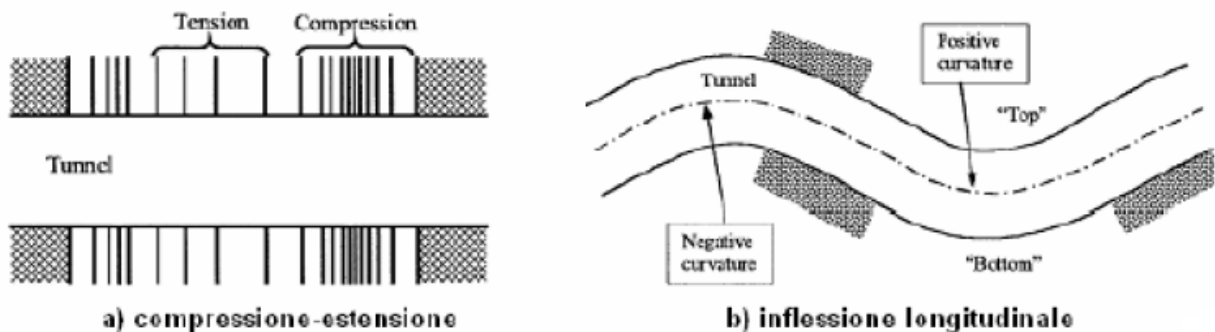
I tombini circolari non risentono in maniera apprezzabile degli effetti dell'azione sismica, soprattutto in considerazione del fatto che in condizioni sismiche non è prevista la concomitanza delle azioni derivanti dai carichi mobili del traffico veicolare.

Nel presente paragrafo si riporta la valutazione degli effetti dell'azione sismica lungo l'asse della canna in termini degli spostamenti relativi in corrispondenza dei giunti. Come già anticipato la canna è suddivisa in conci di tubo prefabbricato che presentano un giunto a bicchiere ogni 2 mt, pertanto il sistema strutturale presenta una discreta capacità a deformarsi nelle direzioni radiali.

In maniera approssimata, ma conservativa, si procede quindi alla valutazione degli effetti delle onde sismiche mediante la seguente relazione, che esprime la curvatura che subisce il terreno per effetto della propagazione delle onde di taglio:

$$X = a_g / V_s^2$$

in cui a_g è l'accelerazione attesa per lo stato limite considerato del terreno e V_s la velocità delle onde S.



Nel casi in esame, trattandosi di suolo di categoria B caratterizzato da un range di valori della velocità delle onde tra 360 m/s e 800 m/s, si assume cautelativamente:

$$V_s = 360 \text{ m/sec}$$

$$a_g = 0.21 \text{ g} \quad (\text{SLV})$$

da cui risulta: $X = 1.62 \text{ E-5 } 1/\text{m}$

Lo spostamento relativo conseguente a tale distorsione tra due giunti posizionati a distanza $L = 2$ mt, per ogni diametro (D) di tubo utilizzato in progetto, vale: $\delta_{\text{rel}} = X * D/2 * L$

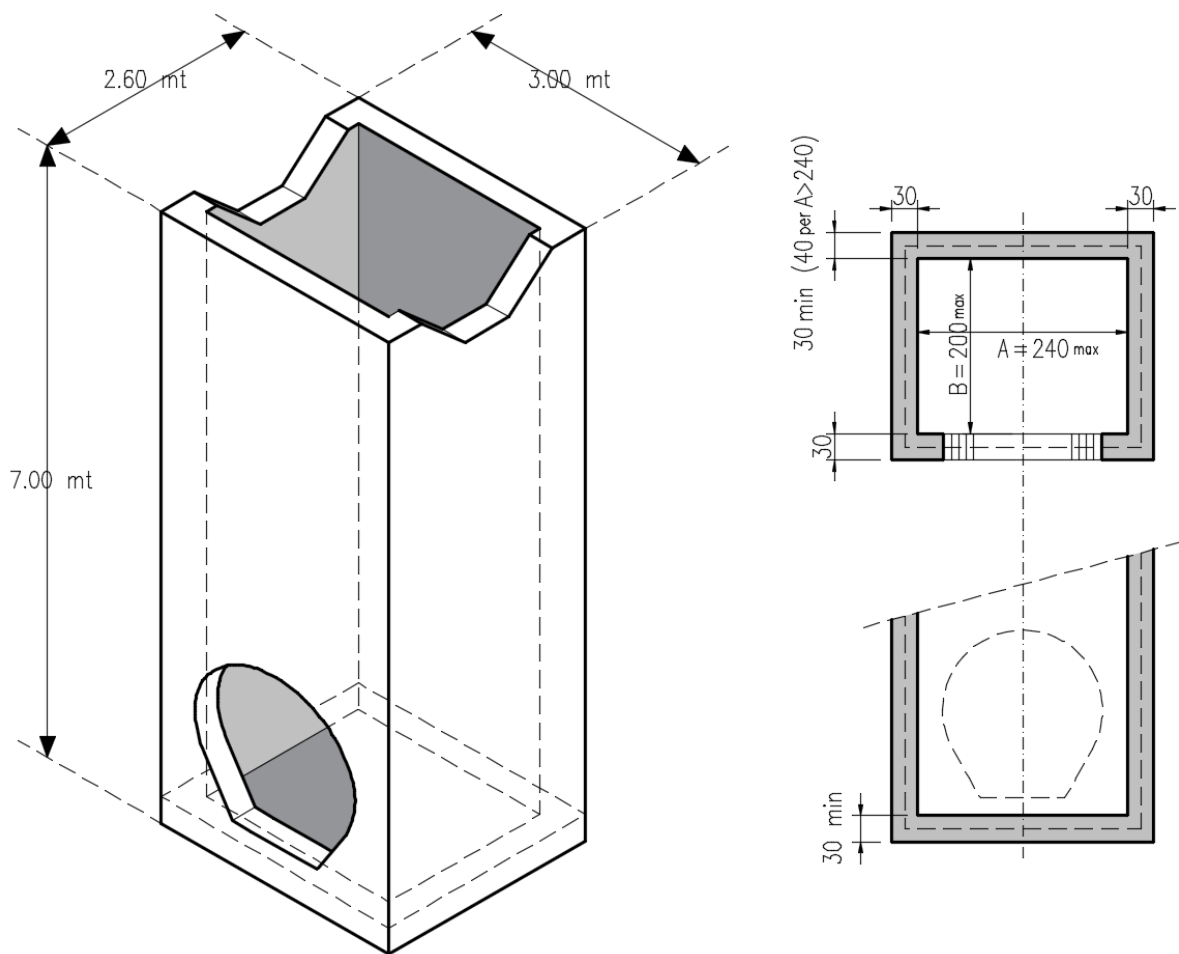
$$\phi 1500 \quad \Rightarrow \quad \delta_{rel} = 0.024 \text{ mm}$$

Da cui risulta che l'escursione dovuta all'azione sismica tra due giunti consecutivi, per ogni diametro utilizzato, è dell'ordine di centesimi di millimetro, ampiamente compatibile con la capacità deformativa degli stessi.

9 OPERE D’IMBOCCO – POZZETTI

9.1 Premessa

Si riportano in questo capitolo le verifiche relative ai pozzetti presenti agli imbocchi dei tombini idraulici trattati nel presente documento. Di fatto si analizza una geometria fittizia dell’opera di dimensioni tali da comprendere tutte le casistiche presenti lungo la tratta di progetto.



9.2 Criteri di calcolo

Lo stato di sollecitazione della struttura viene desunto da un calcolo elettronico operante con un modello spaziale discretizzato con elementi finiti bidimensionali (shell element).

Nel modello è stata simulata l'interazione terreno/struttura operando con molle alla Winkler non reagenti a trazione. In corrispondenza del basamento è stata utilizzata la costante di sottofondo del terreno in sito mentre lungo le pareti, a contatto col terreno di rilevato, si è fatto riferimento ad una costante orizzontale valutata secondo la formula di Matlock e Reese (1956) variabile con la profondità. Considerando quindi un terreno di rilevato di tipo incoerente con un grado di addensamento elevato: $K_h = n_h z/d$

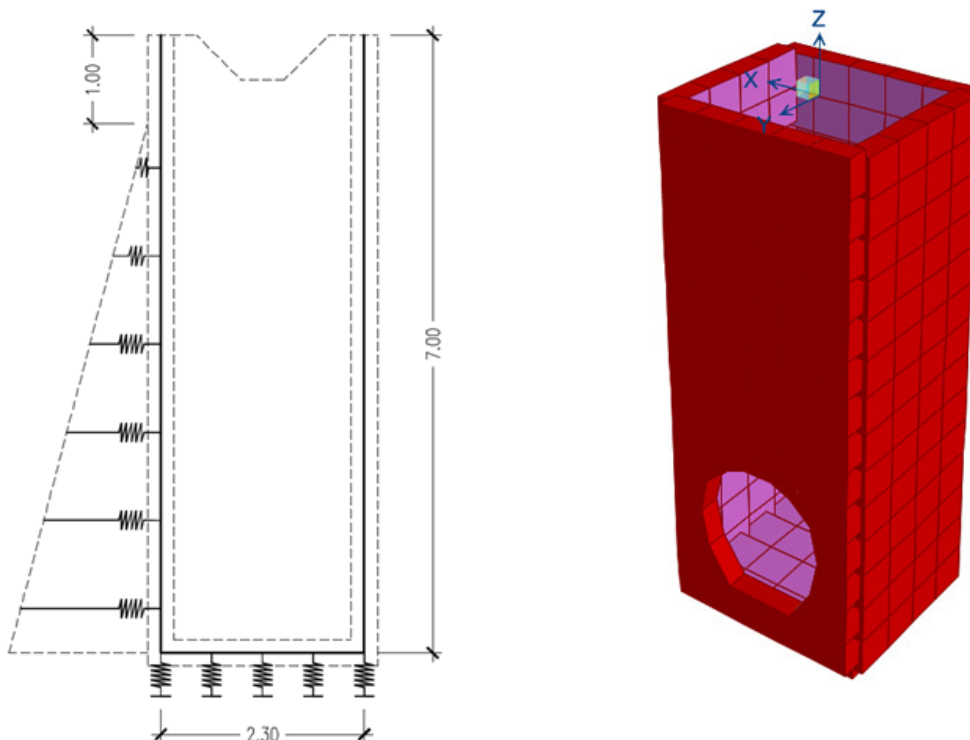
In cui z = profondità dal p.c.,

d = larghezza della struttura scatolare

$n_h = A \gamma_t / 1.35$ (in cui $A=1500$ per il tipo di terreno considerato)

Per la modellazione ad elementi finiti è stato utilizzato il programma Sap 2000.

La struttura è definita sulla base dei piani baricentrici degli elementi:



Le verifiche delle sezioni sono state eseguite secondo il metodo agli Stati Limite.

Per gli stati limite di esercizio si effettuano le seguenti verifiche:

Verifica delle tensioni di esercizio

Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio:

$\sigma_c < 0,60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara)

$\sigma_c < 0,45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente.

Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio:

$\sigma_s < 0,8 f_{yk}$ per combinazione caratteristica (rara)

Verifica a fessurazione

Si evidenziano nella tabella seguente i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

$w_1 = 0,2 \text{ mm}$

$w_2 = 0,3 \text{ mm}$

$w_3 = 0,4 \text{ mm}$

9.3 ANALISI DEI CARICHI

9.3.1 Pesì propri strutturali (G_{k0})

Si assume per il calcestruzzo armato una densità di peso pari a:

$$\gamma_{cls} = 25 \text{ kN} / \text{m}^3$$

9.3.2 Spinta del terreno in condizioni statiche (S_{Gk})

Si considera la spinta generata dai carichi permanenti agenti sui lati del pozzetto considerando il coefficiente di spinta a riposo: $k_0 = 1 - \tan(\phi) = 0.426$

Pertanto il diagramma di spinta avrà forma triangolare ed a partire dal piano campagna termina in corrispondenza del piano medio della soletta di base del pozzetto.

$$\sigma = k_0 \times \gamma_t \times z$$

9.3.3 Carichi accidentali

Sul piano di campagna si considera agente un carico accidentale di intensità pari a 20 kN/m² posizionato nelle condizioni più sfavorevoli.

9.3.4 Azioni derivanti dalla presenza della falda

La quota di falda per l'opera in esame è sufficientemente profonda, tale da poter assumere l'assenza di interferenze col regime di spinta dei terreni sulle strutture. Si esclude pertanto la possibilità che si attivino fenomeni di galleggiamento.

9.3.5 Azioni termiche

Dato che le opere in progetto sono completamente interrate non si considerano variazioni termiche apprezzabili nelle strutture.

9.3.6 Carico idrostatico

Il carico idrostatico derivante dalla presenza di acqua all'interno del pozzetto rimane sempre inferiore alle spinte agenti dall'esterno, poiché si intende adottare armature simmetriche lungo le pareti dell'opera, non si prevedono combinazioni di carico che contemplano tale azione.

Si considera comunque in alcune combinazioni di carico il peso dell'acqua contenuto all'interno del pozzetto.

9.4 Azioni sismiche (F_{SIS} , S_{SIS})

L'analisi in condizione sismica è eseguita con il metodo pseudo-statico, definendo l'azione sismica mediante una forza statica equivalente pari al prodotto delle masse per il coefficiente sismico.

Ammettendo che il terreno di riporto sia ben costipato, si ipotizza che lo scatolare si muova insieme al terreno. Di conseguenza il fattore di struttura q è posto pari a 1 e per l'opera in esame, considerata non dissipativa, non si applicano i particolari costruttivi inerenti la duttilità degli elementi.

$$F_{SIS} = P \cdot k_h \qquad k_h = \beta_m a_{max} / g = 0.248 \qquad P = \text{peso proprio}$$

(SLV)

$k = \text{coefficiente sismico}$

Dove

- β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito si pone cautelativamente pari a 1.
- a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- g = accelerazione di gravità.

l'accelerazione massima attesa al sito si valuta con la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g$$

in cui

- S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T),
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Le masse soggette all'accelerazione sismica sono la massa propria della struttura e l'acqua in essa contenuta, quando presente.

Le pressioni sismiche esercitate dal terreno sulle pareti (in aggiunta a quelle statiche) sono calcolate sulla base del coefficiente sismico orizzontale k_h . Il diagramma di tali pressioni è considerato uniforme e di intensità costante pari a

$$S_{SIS} = k_h \cdot q_0 + k_h \cdot \gamma \cdot H$$

in cui

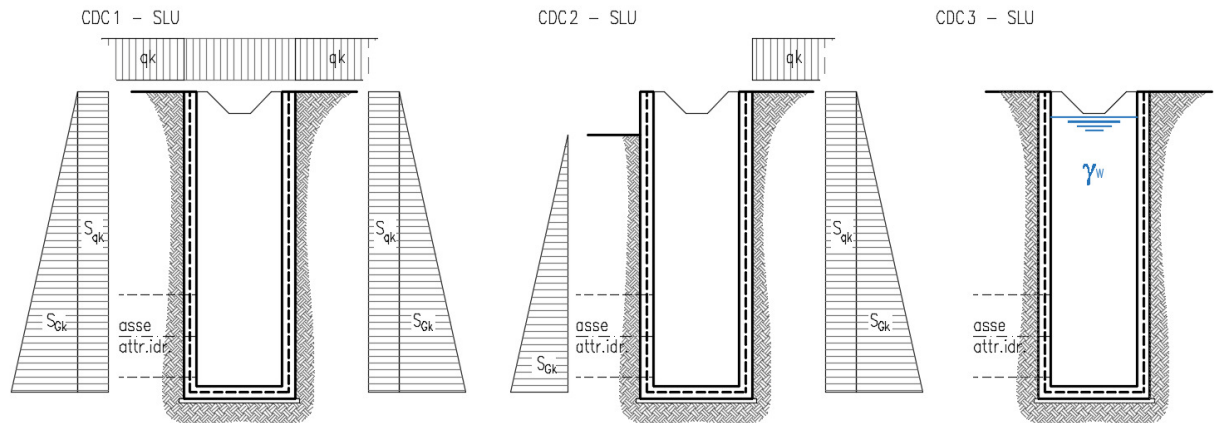
q_0 è la pressione prodotta dal sovraccarico sismico,

γ è il peso di volume del terreno,

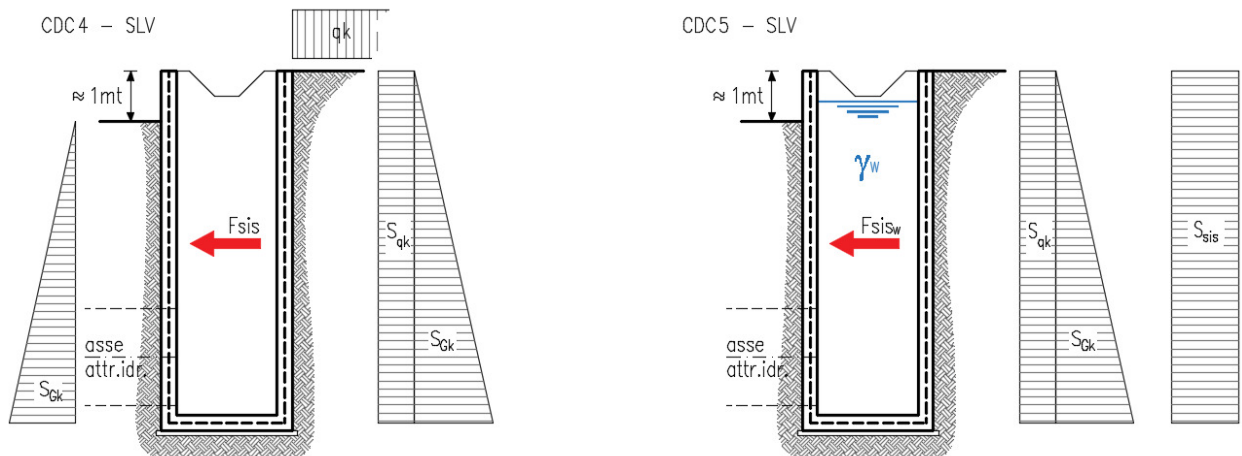
H è l'altezza del rinfilo.

9.5 Schema riepilogativo dei carichi

COMBINAZIONI CARICHI IN ESERCIZIO



COMBINAZIONI CARICHI IN CONDIZIONE SISMICA



9.6 Combinazioni di carico

Per le combinazioni di carico si è fatto riferimento al paragrafo 5.1.3.14 delle NTC18.

Si riporta la Tabella 5.1.V delle NTC18 dei coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico SLU:

Tabella 2 Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Si riporta la Tabella 5.1.VI delle NTC18 in cui sono espressi i coefficienti di combinazione delle azioni:

Tabella 3 Coefficienti di combinazione per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Nella combinazione sismica le azioni indotte dal traffico dei mezzi sono combinate con un coefficiente $\psi_2 = 0.2$ (paragrafo 5.1.3.12 del DM 17/01/2018) coerentemente con l'aliquota di massa afferente ai carichi da traffico.

Per i vari stati limite sono state considerate le seguenti combinazioni:

- SLU $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$
- SLE caratt. $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$
- SLE freq. $G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$
- SLE q.p. $G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$
- Sisma $E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate

ai seguenti carichi gravitazionali: $G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Per gli stati limite ultimi si fa riferimento all'Approccio 2 (A1+M1+R3), quindi utilizzando i valori unitari per i coefficienti geotecnici del terreno ed assumendo pari a 2.3 il coefficiente parziale γ_R per la verifica della capacità portante della fondazione.

9.7 Sollecitazioni e verifiche

9.7.1 Pareti

Per le pareti del pozzetto si prevede un'armatura tipica orizzontale composta da Φ 14/20 sia esternamente che internamente.

MOMENTI RESISTENTI

Dimensioni sezione

b [cm]	h [cm]
100	30

Armatura longitudinale

N*	As [cm ²]	d [cm]
1	10.05	7.2
2	10.05	22.8

As1 = arm. Esterna

As2 = arm. Interna

MRd max

$$M_{xRd} = 94.95 \text{ kN m}$$

$$\sigma_c = -15.87 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon_c = 3.5 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_s = 11.89 \text{ ‰}$$

$$d = 22.8 \text{ cm}$$

$$x = 5.185 \quad x/d = 0.2274$$

$$\delta = 0.7243$$

MRd min

$$M_{xRd} = -94.95 \text{ kN m}$$

$$\sigma_c = -15.87 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon_c = 3.5 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_s = 11.89 \text{ ‰}$$

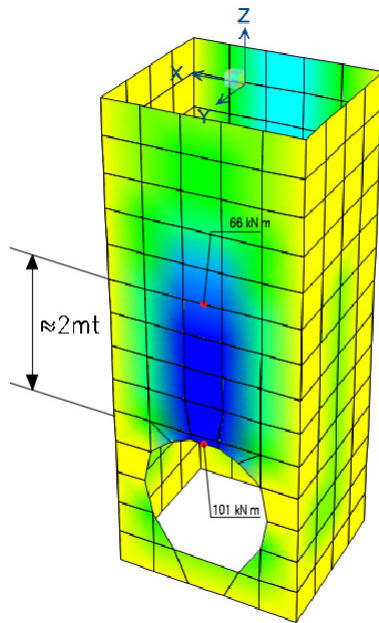
$$d = 22.8 \text{ cm}$$

$$x = 5.185 \quad x/d = 0.2274$$

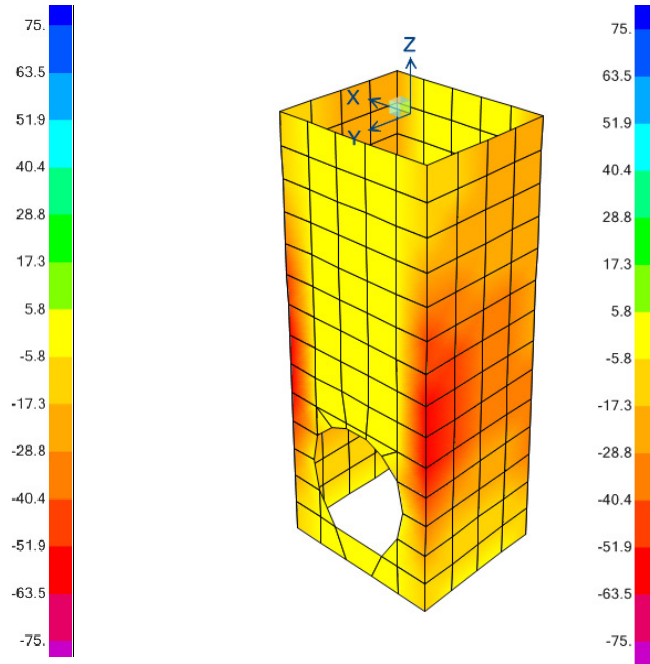
$$\delta = 0.7243$$

Diagramma momenti verticali (11) - INV SLU/SLV [kNm/m]

M11 max



M11 min



Verticalmente si prevede un'armatura tipica composta da Φ 12/20 sia esternamente che internamente.

MOMENTI RESISTENTI

Dimensioni sezione

b [cm]	h [cm]
100	30

Armatura longitudinale

As [cm ²]	d [cm]
5.65	5.2
5.65	24.8

As1 = arm. Esterna

As2 = arm. Interna

MRd max

M_{xRd} 59.8 kN m

σ_c -15.87 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ϵ_c 3.5 ‰

ϵ_s 22.2 ‰

d 24.8 cm

x 3.378 x/d 0.1362

δ 0.7

MRd min

M_{xRd} -59.8 kN m

σ_c -15.87 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ϵ_c 3.5 ‰

ϵ_s 22.2 ‰

d 24.8 cm

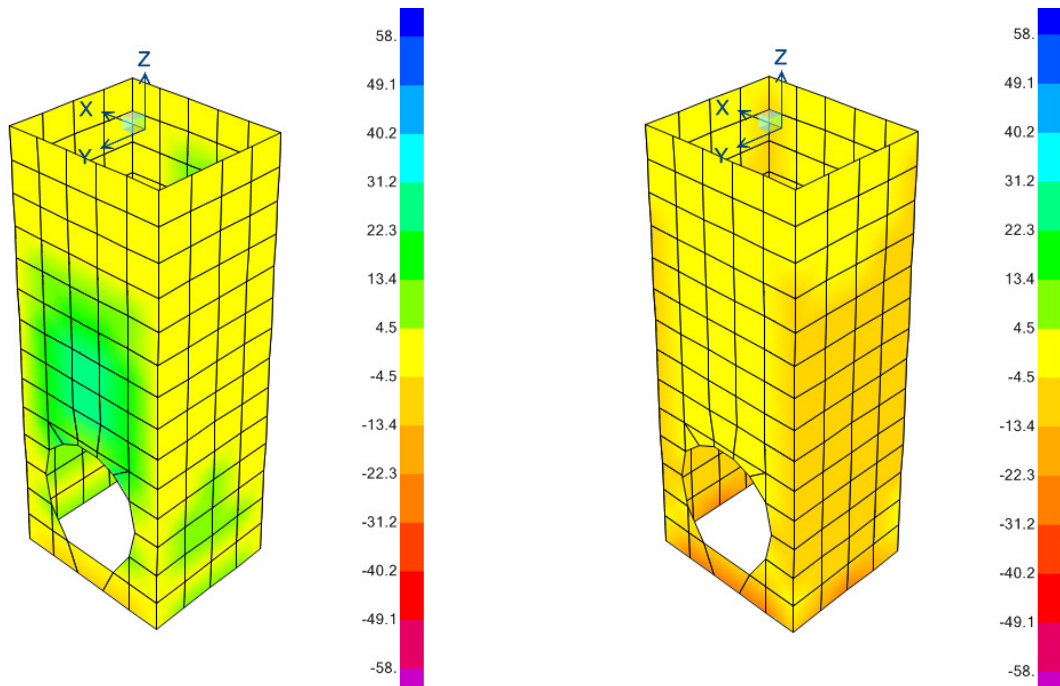
x 3.378 x/d 0.1362

δ 0.7

Diagramma momenti orizzontali (22) - INV SLU/SLV [kNm/m]

M22 max

M22 min



TAGLIO RESISTENTE FUORI DAL PIANO DELLE PARETI (sezione non armata a taglio)

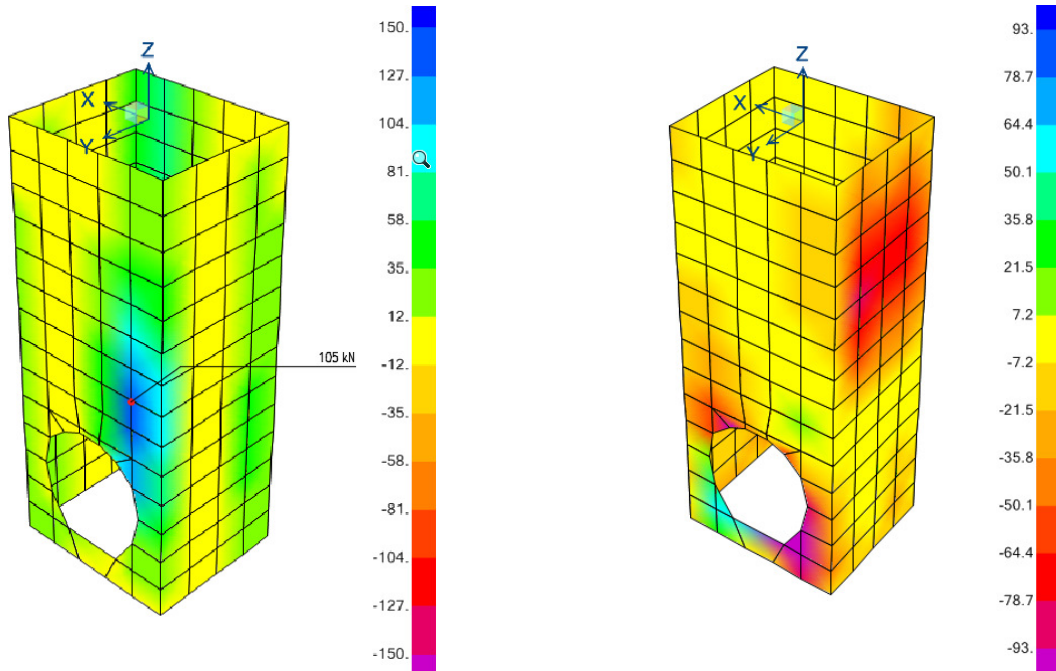
k	=	1.94	$1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$
v_{min}	=	0.508	$0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
ρ_l	=	0.0044	
$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c =$	=	0.0000 (Mpa)	
V_{Rd}	=	123.97 (KN)	

$V_{Rd,c} = 123.97 \text{ kN} > V_{sd}$ si dispongono spille **9 Φ 12 /mq**

Diagramma sollecitazioni di taglio - INV SLU/SLV [kN/m]

Fuori dal piano (Vmax)

Nel piano (F12)



9.7.2 Soletta di base

Per la soletta si prevede un'armatura composta da Φ 12/20x20 superiore e inferiore.

MOMENTI RESISTENTI

Dimensioni sezione

b [cm]	h [cm]
100	30

Armatura longitudinale

As [cm ²]	d [cm]
5.65	5.2
5.65	24.8

As1 = arm. superiore

As2 = arm. inferiore

MRd max

M_{xRd} 59.8 kN m

σ_c -15.87 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ϵ_c 3.5 ‰

ϵ_s 22.2 ‰

d 24.8 cm

α 3.378 α/d 0.1362

δ 0.7

MRd min

M_{xRd} -59.8 kN m

σ_c -15.87 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ϵ_c 3.5 ‰

ϵ_s 22.2 ‰

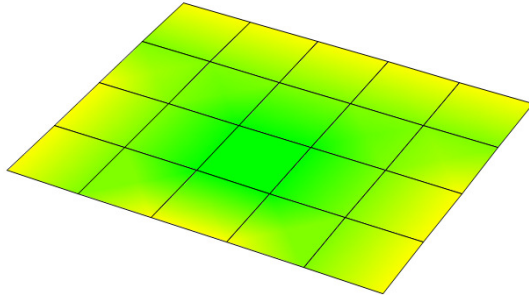
d 24.8 cm

α 3.378 α/d 0.1362

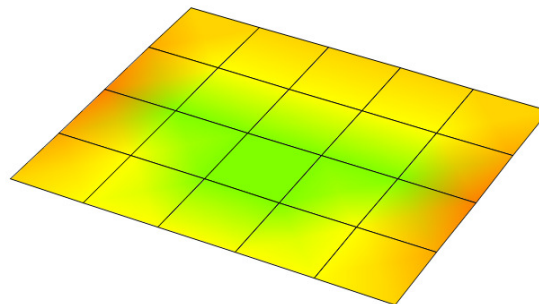
δ 0.7

Diagramma momenti - INV SLU/SLV [kNm/m]

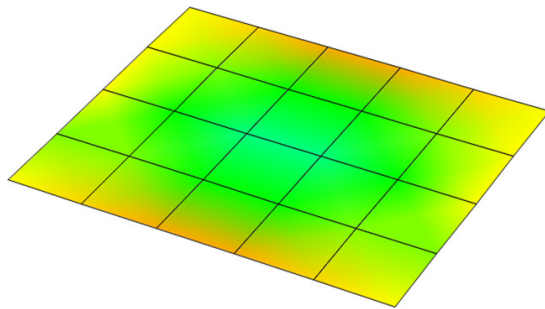
M11 max



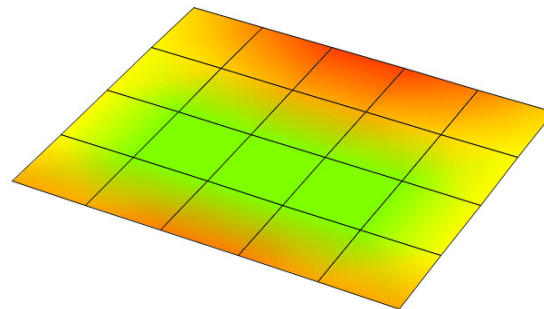
M11 min



M22 max



M22 min

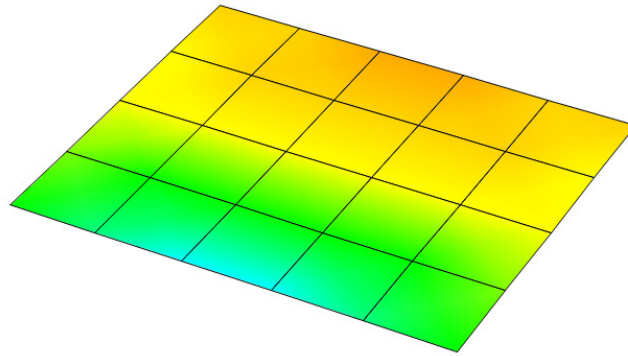


TAGLIO RESISTENTE (sezione non armata a taglio)

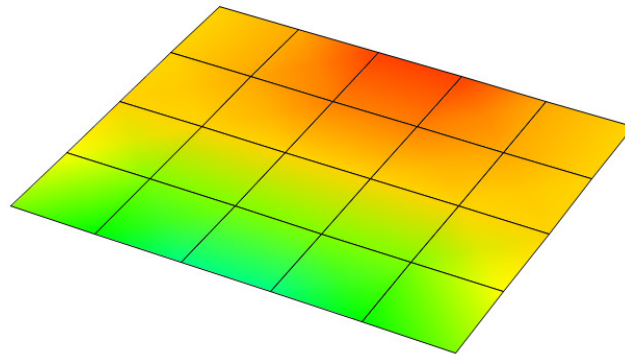
k	=	1.90	$1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$
v _{min}	=	0.493	$0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
ρ _I	=	0.0023	
σ _{cp} =Ned/Ac=	=	0.0000 (Mpa)	
V_{Rd}	=	106.08 (KN)	

Diagramma sollecitazioni di taglio - INV SLU/SLV [kN/m]

V max



V min

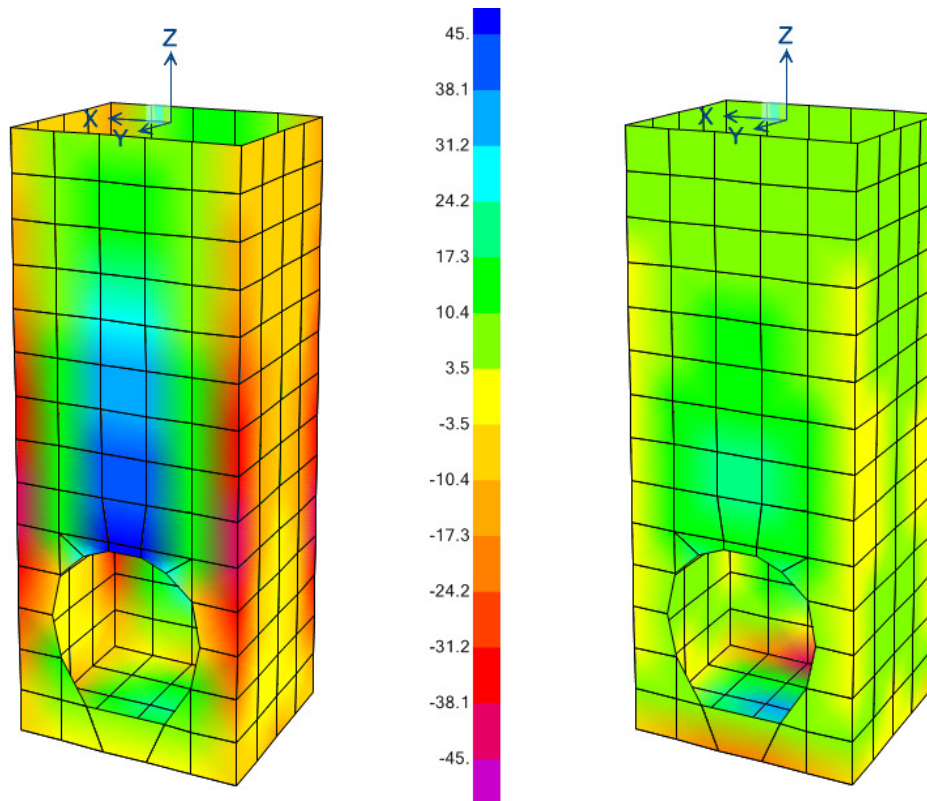


9.7.3 Verifiche SLE

Diagramma momenti - INV SLE combinazioni caratteristiche [kNm/m]

M11

M22



Le sollecitazioni massime per la combinazione rara si hanno nelle sezioni armate con Φ 16/20 su entrambi i bordi.

Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	45.0 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	300 [-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [-]
Copriferro	d'	50 [-]
Altezza utile della sezione	d'	250 [-]
Area dell'armatura tesa	A_s	770 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	770 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	63.28 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	489022755.3 [mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.6 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	5.82 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	257.73 [MPa]

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	$M_{Ed,q.p.}$	45 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	63.28 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	257.73 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	78.9057133 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	78905.7133 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.00975 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0.000687 [-]
		0.000773 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	14.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5 [-]
	k_3	3.4 [-]
	k_4	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	379.99 [mm]
		379.99 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.2938 [mm]

Lo stato tensionale nei materiali e l'ampiezza massima delle lesioni per la comb. rara soddisfano anche le limitazioni imposte per la combinazione quasi permanente.

9.7.4 Verifica della capacità portante

La capacità portante è stata calcolata attraverso l'espressione proposta da Brinch-Hansen, che nel caso generale risulta:

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

dove:

- γ = peso specifico del terreno di fondazione;
- B = larghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $B = B_f - 2e$);
- L = lunghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $L = L_f - 2e$);
- D = profondità della fondazione;
- c = coesione del terreno di fondazione;
- ϕ = angolo di attrito dello strato di fondazione;
- c_a = aderenza alla base della fondazione;
- q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;
- η = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale ($\eta = 0$ se orizzontale);
- b = inclinazione della struttura;
- H = componente orizzontale del carico trasmesso al piano di posa della fondazione;
- V = componente verticale del carico trasmesso al piano di posa della fondazione.

I coefficienti N_c , N_q , N_γ sono i coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \phi)} ;$$

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg} \phi .$$

I coefficienti s_y , s_c , s_q sono i fattori di forma della fondazione

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c};$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \text{tg}\phi;$$

$$s_y = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}.$$

I coefficienti d_y , d_c , d_q sono i fattori di profondità del piano di posa della fondazione

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k;$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot k \cdot \text{tg}\phi \cdot (1 - \sin\phi)^2;$$

$$d_y = 1.$$

I coefficienti i_y , i_c , i_q sono i fattori di inclinazione del carico

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1};$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \text{ctg}\phi} \right)^5;$$

$$i_y = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \text{ctg}\phi} \right)^5.$$

I coefficienti g_y , g_c , g_q sono i fattori di inclinazione del piano campagna;

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ} = 1; \quad g_q = (1 - 0.5 \cdot \text{tg}\beta)^\circ = 1; \quad g_y = g_q$$

I coefficienti b_y , b_c , b_q sono i fattori di inclinazione della base della fondazione;

$$b_c = 1 - \frac{\eta^{\circ}}{147^{\circ}}; \quad b_q = e^{(-2 \cdot \eta \cdot \text{tg} \phi)}; \quad b_{\gamma} = e^{(-2.7 \cdot \eta \cdot \text{tg} \phi)}$$

dove:

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

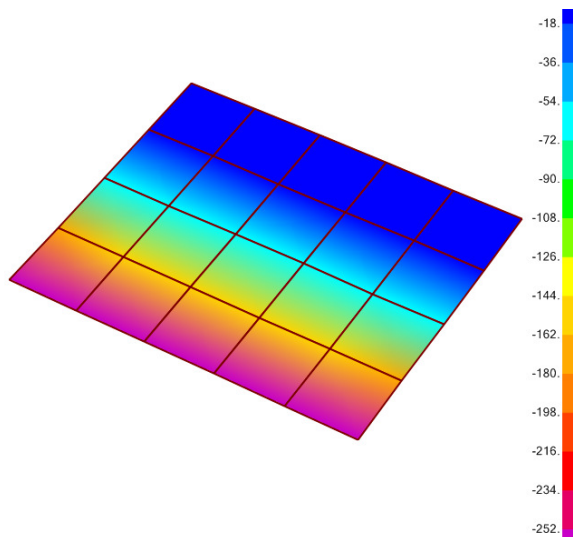
Si riportano nella tabella seguente le caratteristiche geometriche e geotecniche della fondazione.

B	=	3.00	m		ϕ	=	35	°
L	=	3.00	m		c	=	0	kPa
D	=	6.00	m		γ	=	19	kN/m ³

Per la fondazione in esame risulta una pressione limite:

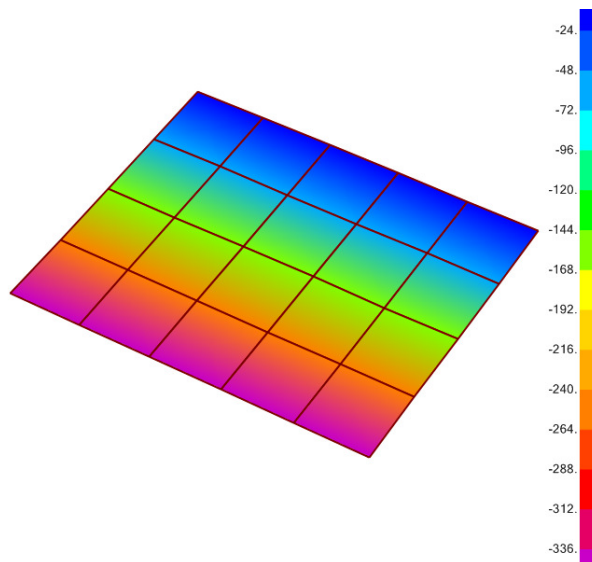
CARICO LIMITE $q_{\text{lim}} = 4410 \text{ kPa}$

DIAGRAMMI DELLE PRESSIONI SUL TERRENO – CDC 4 SLV [kPa]



Superficie di contatto parzializzata

DIAGRAMMI DELLE PRESSIONI SUL TERRENO – CDC 5 SLV [kPa]



Superficie di contatto parzializzata

MAX PRESSIONE SUL TERRENO

$$\sigma_{\max} = 335 \text{ kPa} \quad q_{\text{lim}} / \sigma_{\max} = 13.2 > \gamma_R = 2.3$$

10 OPERE DI SBOCCO-VASCA

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche dell'opera di sbocco, caratterizzata da una sezione a U in CLS:

SBOCCO					
TIPO	H _{MAX} [m]	B [m]	L [m]	sp. PARETI [m]	sp. BASE [m]
VASCA	4.4	6.5	2.4	0.4	0.4

10.1 ANALISI DEI CARICHI

10.1.1 Peso Proprio

Il peso proprio della struttura è calcolato in base alla geometria degli elementi strutturali e al peso specifico assunto per i materiali:

$$\gamma_{cls} = 25.0 \text{ kN/m}^3$$

10.1.2 Spinta della terra in condizioni statiche

La struttura è stata analizzata nella condizione di spinta a riposo.

$$K_0 = 0.426$$

La pressione del terreno è stata calcolata come:

$$P = (P_b + h_{variabile} \cdot \gamma_{terreno_piedritto}) \cdot K_0$$

al di sopra della falda

$$P = [P_b + h_{variabile} \cdot (\gamma_{terreno_piedritto} - \gamma_w)] \cdot K_0$$

al di sotto della falda

10.1.3 Spinta statica dell'acqua

La spinta dell'acqua è proporzionale alla profondità a partire dalla quota di falda.

10.1.4 Spinta da sovraccarico accidentale

Il sovraccarico accidentale di superficie è assunto pari a 10 kPa, riprodotto i mezzi d'opera di manutenzione immediatamente a tergo dell'opera.

10.1.5 Azione sismica

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudo-statica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k .

Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

$$\text{Forza sismica orizzontale} \quad F_h = k_h \times W$$

$$\text{Forza sismica verticale} \quad F_v = k_v \times W$$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = a_{\max}/g = 0.249$$

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h = 0.12$$

10.1.6 Spinta delle terre in fase sismica

Le spinte delle terre sono state determinate con la teoria di Wood, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza H viene determinata con la seguente espressione:

$$\Delta S_E = (a_{\max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2$$

con risultante applicata ad un'altezza pari ad $H/2$.

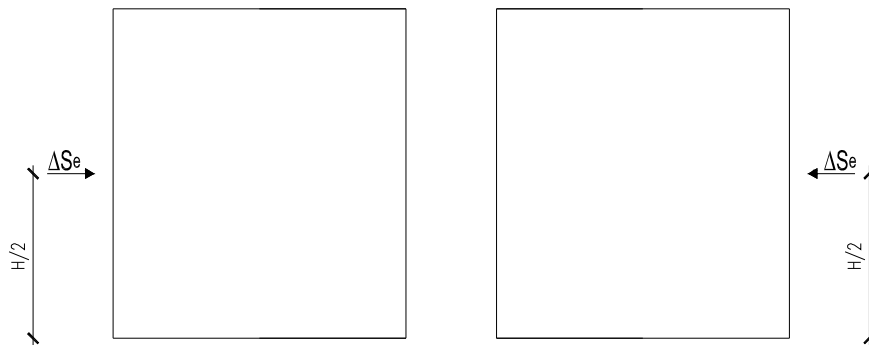


Figura 1: Spinta sismica del terreno secondo la teoria di Wood

10.2 COMBINAZIONI DI CARICO

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno è stata effettuata secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab.

6.8.I delle NTC 2018 per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo. Le rimanenti verifiche sono state effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Nelle verifiche in condizioni sismiche si è controllato che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali g_R indicati nella tabella 7.11.III delle NTC 2018.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.30 \times E_Z \quad \text{oppure} \quad E = \pm 0.30 \times E_Y \pm 1.00 \times E_Z$$

avendo indicato con E_Y e E_Z rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

I coefficienti di amplificazione dei carichi γ e i coefficienti di combinazione ψ sono riportati nelle tabelle seguenti. Si ripota la Tabella 5.2.V delle NTC18 dei coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico SLU:

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica (da DM 17/01/2018)

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}$, $\gamma_{\epsilon 3}$, $\gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 4: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tabella 6.2.II – NTC 2018)

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 5: Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno (Tabella 6.5.I – NTC 2018)

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Tabella 6: Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo (Tabella 6.8.I – NTC 2018)

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Tabella 7: Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno. (Tabella 7.11.III – NTC 2018)

10.3 MODELLAZIONE STRUTTURALE

10.3.1 Codice di calcolo

Il modello di calcolo è stato implementato tramite il software specifico SCAT 14.0 di Aztec Informatica.

10.3.2 Modello di calcolo

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.

La fondazione è schematizzata come una trave su suolo elastico alla Winkler non reagente a trazione, il calcolo della costante di sottofondo è riportata nel paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..**

Di seguito si riporta una descrizione del modello geometrico/geotecnico:

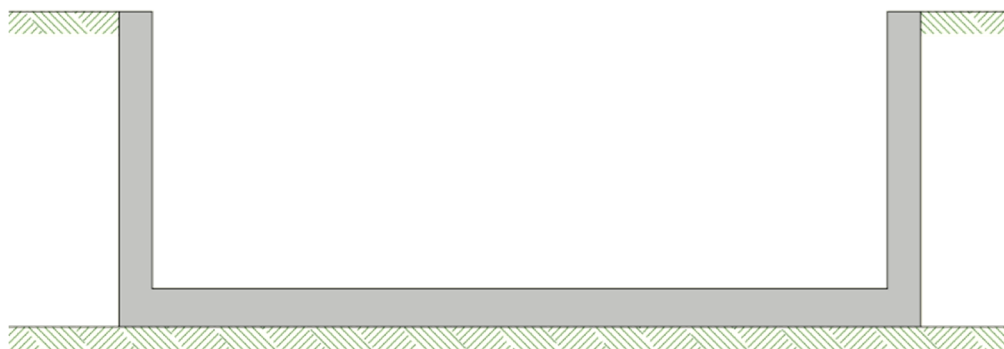


Figura 2 Modello geotecnico

10.3.3 Interazione terreno-struttura

Nelle analisi strutturali, per la determinazione del coefficiente di sottofondo alla Winkler si è fatto riferimento alla seguente relazione (Vesic, 1965):

$$K = \frac{0.65E}{1-\nu^2} \sqrt[12]{\frac{Eb^4}{(EJ)_{fond}}}$$

dove:

E = modulo elastico del terreno;

ν = coefficiente di Poisson;

b = dimensione trasversale;

h = altezza;

J = inerzia;

E_c = modulo elastico del calcestruzzo della fondazione.

10.4 RISULTATI E ANALISI

10.4.1 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Di seguito è riportato l'involuppo delle sollecitazioni flettenti e taglianti dello stato limite ultimo. Le unità di misura adottate nei diagrammi seguenti sono kN-m.

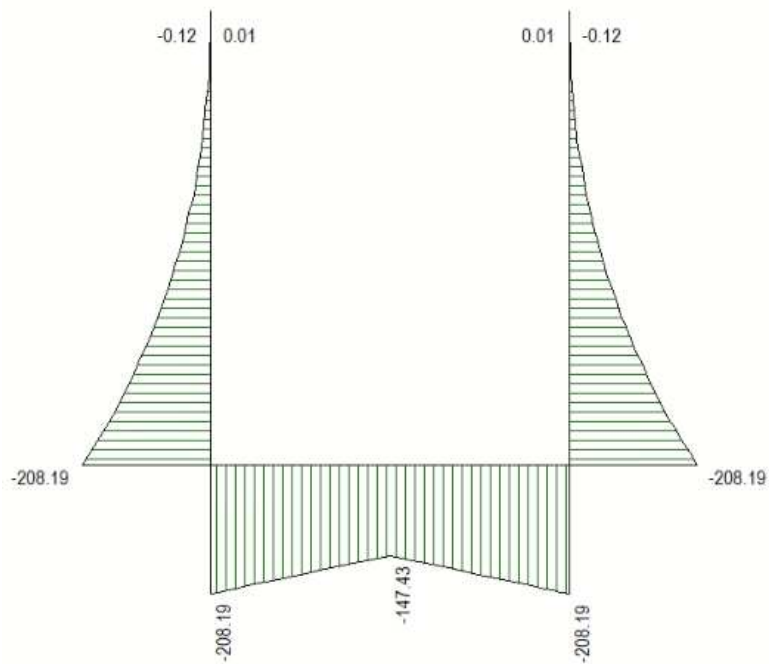


Figura 3 Involuppo SLU/Sisma: Momenti flettenti

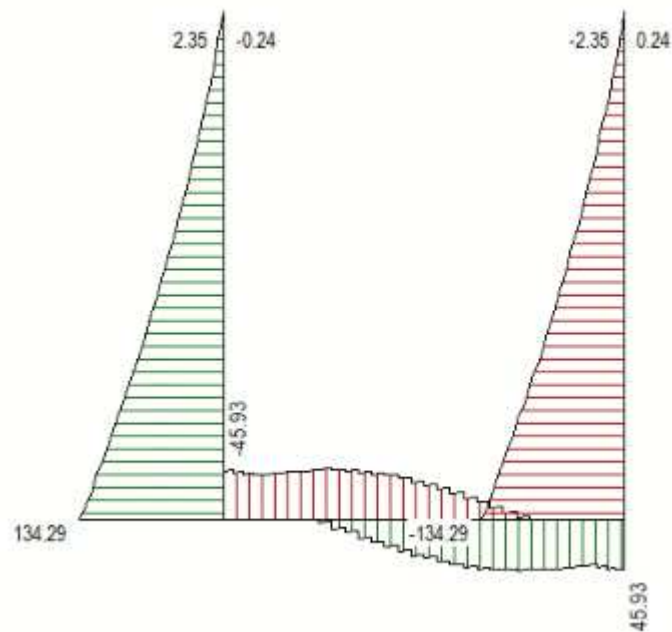


Figura 4 Involuppo SLU/Sisma: sollecitazioni taglianti

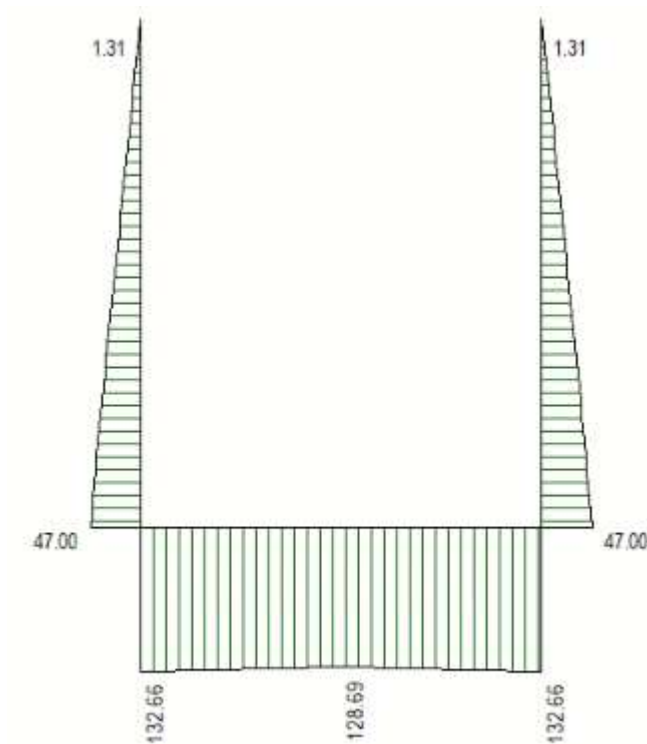


Figura 5 Involuppo SLU/Sisma: sforzo normale

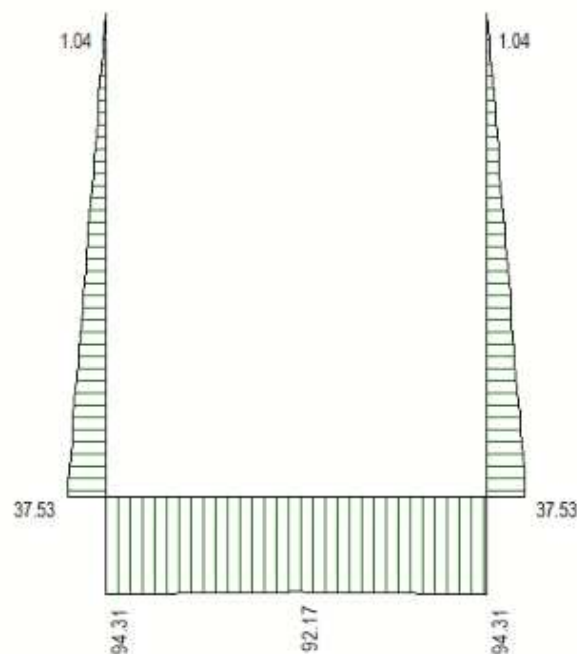


Figura 6 Involuppo SLE Momenti flettenti

10.4.2 VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E DI ESERCIZIO

Le verifiche strutturali risultano soddisfatte allo stato limite ultimo e in esercizio per tutte le combinazioni di carico.

I criteri generali di verifica adottati dal Software, sono quelli esposti al paragrafo 9. Per i dettagli si rimanda i tabulati di calcolo in allegato.

10.4.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche geotecniche di capacità portante risultano soddisfatte per tutte le combinazioni di calcolo. Per i dettagli si rimanda ai tabulati di calcolo in allegato.

11 ALLEGATO: TABULATI DI CALCOLO VASCA

Geometria scatolare

Descrizione:	Scatolare tipo vasca	
Altezza esterna	3.75	[m]
Larghezza esterna	3.20	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.00	[m]
Spessore piedritto sinistro	0.40	[m]
Spessore piedritto destro	0.40	[m]
Spessore fondazione	0.40	[m]

Caratteristiche strati terreno

Strato di rinfiango

Descrizione	Terreno di rinfiango	
Peso di volume	19.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	19.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	35.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	0.00	[°]
Coesione	0	[kPa]
Costante di Winkler	10000	[kPa/m]

Strato di base

Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	19.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	19.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	35.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	35.00	[°]
Coesione	0	[kPa]
Costante di Winkler	41675	[kPa/m]
Tensione limite	300	[kPa]

Caratteristiche materiali utilizzati

Materiale calcestruzzo

R_{ck} calcestruzzo	37000	[kPa]
Peso specifico calcestruzzo	24.5170	[kN/mc]
Modulo elastico E	32532520	[kPa]
Tensione di snervamento acciaio	450000	[kPa]
Coeff. omogeneizzazione cls teso/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_{te} variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi
 D_{ti} variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n° 7 (ACC)

Distr	Terreno	$X_i = 3.20$	$X_f = 6.95$	$V_{ni} = 10.00$	$V_{nf} = 10.00$
Distr	Terreno	$X_i = -3.00$	$X_f = 0.00$	$V_{ni} = 10.00$	$V_{nf} = 10.00$

Impostazioni di progetto

Verifica materiali:

Stato Limite Ultimo

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

Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

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

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

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

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}

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

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

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

Stato Limite di Esercizio

Criteria di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente poco aggressivo	
Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare)	0.60 f_{ck}
Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.)	0.45 f_{ck}
Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare)	0.80 f_{yk}

Criteria verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

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

Metodo di calcolo aperture delle fessure:

- Eurocodice 2 (Ed. 1991)

Resistenza a trazione per **Flessione**Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2018 - Approccio 2

Copriferro sezioni 0.0710 [m]

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

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

Norme Tecniche 2018

Simbologia adottata

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

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

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

Carichi	Effetto		A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.35	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.35	1.25
Termici	Favorevole	γ_{efav}	0.00	0.00
Termici	Sfavorevole	γ_{esfav}	1.20	1.20

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

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

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.00	1.00
Permanenti	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00	0.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Q1fav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Q1sfav}	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		$\gamma_{c'}$	1.00	1.00
Resistenza non drenata		γ_{cu}	1.00	1.00
Resistenza a compressione uniassiale		γ_{qu}	1.00	1.00
Peso dell'unità di volume		γ_{γ}	1.00	1.00

Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	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

Combinazione n° 2 SLU (Approccio 2)

	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
ACC	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
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 4 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
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 SLE (Quasi Permanente)

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

Combinazione n° 6 SLE (Frequente)

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

Combinazione n° 7 SLE (Rara)

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

Combinazione n° 8 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

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

Combinazione n° 9 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

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



*Direzione Progettazione e
Realizzazione Lavori*

Itinerario Internazionale E78 S.G.C. GROSSETO – FANO
Adeguamento a 4 corsie nel tratto Grosseto – Siena (S.S. 223 “Di Paganico”)
Dal km 41+600 al km 53+400 – Lotto 9

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

MANDATARIA



MANDANTE



**GEOTECHNICAL
DESIGN GROUP**



ICARIA
società di ingegneria

**67 di
107**

Analisi della combinazione n° 1

Analisi della combinazione n° 2

Analisi della combinazione n° 3

Analisi della combinazione n° 4

Analisi della combinazione n° 5

Analisi della combinazione n° 6

Analisi della combinazione n° 7

Analisi della combinazione n° 8

Analisi della combinazione n° 9

Spostamenti

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 1)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.20	0.00001	0.00092
0.86	0.00000	0.00114
1.60	0.00000	0.00122
2.34	0.00000	0.00114
3.00	-0.00001	0.00092

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 1)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.20	0.00001	0.00092
1.98	0.00130	0.00093
3.75	0.00287	0.00093

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 1)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.20	-0.00001	0.00092
1.98	-0.00130	0.00093
3.75	-0.00287	0.00093

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.20	0.00001	0.00077
0.86	0.00001	0.00115
1.60	0.00000	0.00129
2.34	-0.00001	0.00115
3.00	-0.00001	0.00077

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 2)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.20	0.00001	0.00077

1.98	0.00213	0.00078
3.75	0.00474	0.00078

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 2)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.20	-0.00001	0.00077
1.98	-0.00213	0.00078
3.75	-0.00474	0.00078

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.20	0.00384	-0.00119
0.86	0.00383	0.00015
1.60	0.00383	0.00112
2.34	0.00382	0.00162
3.00	0.00381	0.00171

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 3)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.20	0.00384	-0.00119
1.98	0.00941	-0.00119
3.75	0.01596	-0.00119

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 3)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.20	0.00381	0.00171
1.98	0.00276	0.00171
3.75	0.00125	0.00171

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 4)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.20	-0.00381	0.00171
0.86	-0.00382	0.00162
1.60	-0.00383	0.00112
2.34	-0.00383	0.00015

3.00 -0.00384 -0.00119

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 4)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.20	-0.00381	0.00171
1.98	-0.00276	0.00171
3.75	-0.00125	0.00171

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 4)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.20	-0.00384	-0.00119
1.98	-0.00941	-0.00119
3.75	-0.01596	-0.00119

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 5)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.20	0.00001	0.00068
0.86	0.00000	0.00085
1.60	0.00000	0.00090
2.34	0.00000	0.00085
3.00	-0.00001	0.00068

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 5)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.20	0.00001	0.00068
1.98	0.00096	0.00069
3.75	0.00213	0.00069

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 5)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.20	-0.00001	0.00068
1.98	-0.00096	0.00069
3.75	-0.00213	0.00069

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 6)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.20	0.00001	0.00061
0.86	0.00000	0.00085
1.60	0.00000	0.00094
2.34	0.00000	0.00085
3.00	-0.00001	0.00061

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 6)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.20	0.00001	0.00061
1.98	0.00138	0.00061
3.75	0.00306	0.00061

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 6)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.20	-0.00001	0.00061
1.98	-0.00138	0.00061
3.75	-0.00306	0.00061

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 7)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.20	0.00001	0.00058
0.86	0.00000	0.00085
1.60	0.00000	0.00095
2.34	0.00000	0.00085
3.00	-0.00001	0.00058

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 7)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.20	0.00001	0.00058
1.98	0.00152	0.00059
3.75	0.00337	0.00059

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 7)

Y [m]	u_x [m]	u_y [m]
0.20	-0.00001	0.00058
1.98	-0.00152	0.00059
3.75	-0.00337	0.00059

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 8)

X [m]	u_x [m]	u_y [m]
0.20	0.00238	-0.00036
0.86	0.00237	0.00047
1.60	0.00237	0.00105
2.34	0.00236	0.00136
3.00	0.00236	0.00141

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 8)

Y [m]	u_x [m]	u_y [m]
0.20	0.00238	-0.00036
1.98	0.00589	-0.00036
3.75	0.01003	-0.00035

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 8)

Y [m]	u_x [m]	u_y [m]
0.20	0.00236	0.00141
1.98	0.00169	0.00141
3.75	0.00077	0.00141

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 9)

X [m]	u_x [m]	u_y [m]
0.20	-0.00236	0.00141
0.86	-0.00236	0.00136
1.60	-0.00237	0.00105
2.34	-0.00237	0.00047
3.00	-0.00238	-0.00036

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 9)

Y [m]	u_x [m]	u_y [m]
0.20	-0.00236	0.00141
1.98	-0.00169	0.00141
3.75	-0.00077	0.00141

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 9)

Y [m]	u_x [m]	u_y [m]
0.20	-0.00238	-0.00036
1.98	-0.00589	-0.00036
3.75	-0.01003	-0.00035

Sollecitazioni

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 1)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-81.6016	-45.7206	68.9085
0.86	-56.7989	-24.7426	68.9085
1.60	-46.7043	2.3433	68.9085
2.34	-56.7989	29.1364	68.9085
3.00	-81.6016	45.7206	68.9085

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 1)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-81.6016	68.9270	46.9991
1.98	-10.2122	17.2358	23.4996
3.75	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 1)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-81.6016	-68.9270	46.9991
1.98	-10.2122	-17.2358	23.4996
3.75	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-121.9066	-45.9258	91.6095
0.86	-96.3118	-26.3543	91.6095
1.60	-85.4938	2.4850	91.6095
2.34	-96.3118	30.7961	91.6095
3.00	-121.9066	45.9258	91.6095

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 2)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-121.9066	91.6340	46.9991

1.98	-20.2885	28.5893	23.4996
3.75	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 2)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-121.9066	-91.6340	46.9991
1.98	-20.2885	-28.5893	23.4996
3.75	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-208.1886	-39.8491	124.7187
0.86	-179.3703	-46.6927	126.5952
1.60	-147.4294	-32.2473	128.6899
2.34	-133.9736	3.7259	130.7846
3.00	-147.2194	37.4782	132.6610

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 3)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-208.1886	134.2925	39.8490
1.98	-44.5003	54.3850	19.9245
3.75	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 3)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-147.2194	-123.1563	39.8490
1.98	-14.7184	-30.4008	19.9245
3.75	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 4)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-147.2194	-37.4782	132.6610
0.86	-133.9736	2.5129	130.7846
1.60	-147.4294	36.5593	128.6899
2.34	-179.3703	47.2759	126.5952

3.00 -208.1886 39.8491 124.7187

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 4)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-147.2194	123.1563	39.8490
1.98	-14.7184	30.4008	19.9245
3.75	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 4)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-208.1886	-134.2925	39.8490
1.98	-44.5003	-54.3850	19.9245
3.75	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 5)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-60.4456	-33.8671	51.0433
0.86	-42.0733	-18.3279	51.0433
1.60	-34.5958	1.7358	51.0433
2.34	-42.0733	21.5825	51.0433
3.00	-60.4456	33.8671	51.0433

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 5)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-60.4456	51.0570	34.8142
1.98	-7.5646	12.7673	17.4071
3.75	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 5)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-60.4456	-51.0570	34.8142
1.98	-7.5646	-12.7673	17.4071
3.75	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 6)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-80.5982	-33.9697	62.3938
0.86	-61.8297	-19.1337	62.3938
1.60	-53.9905	1.8066	62.3938
2.34	-61.8297	22.4124	62.3938
3.00	-80.5982	33.9697	62.3938

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 6)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-80.5982	62.4106	34.8142
1.98	-12.6027	18.4440	17.4071
3.75	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 6)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-80.5982	-62.4106	34.8142
1.98	-12.6027	-18.4440	17.4071
3.75	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 7)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-87.3157	-34.0039	66.1773
0.86	-68.4152	-19.4023	66.1773
1.60	-60.4555	1.8302	66.1773
2.34	-68.4152	22.6890	66.1773
3.00	-87.3157	34.0039	66.1773

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 7)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-87.3157	66.1951	34.8142
1.98	-14.2821	20.3363	17.4071
3.75	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 7)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-87.3157	-66.1951	34.8142
1.98	-14.2821	-20.3363	17.4071
3.75	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 8)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-140.1447	-37.5302	90.0263
0.86	-113.5605	-39.4799	91.0386
1.60	-88.6503	-21.9646	92.1686
2.34	-81.3967	8.5565	93.2985
3.00	-95.6981	35.5769	94.3108

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 8)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-140.1447	95.9579	37.5302
1.98	-27.4894	35.2177	18.7651
3.75	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 8)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-95.6981	-88.4287	37.5302
1.98	-6.6500	-16.2193	18.7651
3.75	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 9)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-95.6981	-35.5769	94.3108
0.86	-81.3967	-3.3377	93.2985
1.60	-88.6503	26.0177	92.1686
2.34	-113.5605	41.2771	91.0386
3.00	-140.1447	37.5302	90.0263

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 9)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-95.6981	88.4287	37.5302
1.98	-6.6500	16.2193	18.7651
3.75	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 9)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.20	-140.1447	-95.9579	37.5302
1.98	-27.4894	-35.2177	18.7651
3.75	0.0000	0.0000	0.0000

Pressioni terreno

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 1)

X [m]	σ_t [kPa]
0.20	38
0.86	48
1.60	51
2.34	48
3.00	38

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	σ_t [kPa]
0.20	32
0.86	48
1.60	54
2.34	48
3.00	32

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	σ_t [kPa]
0.20	0
0.86	6
1.60	47
2.34	68
3.00	71

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 4)

X [m]	σ_t [kPa]
0.20	71
0.86	68
1.60	47
2.34	6
3.00	0

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 5)

X [m]	σ_t [kPa]
0.20	28
0.86	35
1.60	38

2.34	35
3.00	28

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 6)

X [m]	σ_t [kPa]
0.20	25
0.86	36
1.60	39
2.34	36
3.00	25

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 7)

X [m]	σ_t [kPa]
0.20	24
0.86	36
1.60	40
2.34	36
3.00	24

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 8)

X [m]	σ_t [kPa]
0.20	0
0.86	19
1.60	44
2.34	57
3.00	59

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 9)

X [m]	σ_t [kPa]
0.20	59
0.86	57
1.60	44
2.34	19
3.00	0

Verifiche combinazioni SLU

Simbologia adottata ed unità di misura

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

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 1 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione $B = 100$ cm
Altezza sezione $H = 0.4000$ m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N_u	M_u	A_{fi}	A_{fs}	CS
1	0.20	81.60 (81.60)	68.91	229.56	271.84	0.002011	0.002011	3.33
2	0.86	56.80 (64.13)	68.91	302.53	281.53	0.002011	0.002011	4.39
3	1.60	46.70 (47.40)	68.91	434.84	299.10	0.002011	0.002011	6.31
4	2.34	56.80 (65.43)	68.91	295.54	280.60	0.002011	0.002011	4.29
5	3.00	81.60 (81.60)	68.91	229.56	271.84	0.002011	0.002011	3.33

Verifiche taglio

N°	X	A_{sw}	V	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	FS
1	0.20	0.000000	-45.72	196.57	0.00	0.00	4.299
2	0.86	0.000000	-24.74	196.57	0.00	0.00	7.945
3	1.60	0.000000	2.34	196.57	0.00	0.00	83.887
4	2.34	0.000000	29.14	196.57	0.00	0.00	6.747
5	3.00	0.000000	45.72	196.57	0.00	0.00	4.299

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 1 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione $B = 100$ cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.20	-81.60 (-81.60)	47.00	150.53	-261.35	0.002011	0.002011	3.20
2	1.98	-10.21 (-15.32)	23.50	465.08	-303.11	0.002011	0.002011	19.79
3	3.75	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	0.002011	0.002011	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.20	0.000000	68.93	193.87	0.00	0.00	2.813
2	1.98	0.000000	17.24	190.97	0.00	0.00	11.080
3	3.75	0.000000	0.00	188.07	0.00	0.00	100.000

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 1 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.20	-81.60 (-81.60)	47.00	150.53	-261.35	0.002011	0.002011	3.20
2	1.98	-10.21 (-15.32)	23.50	465.08	-303.11	0.002011	0.002011	19.79
3	3.75	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	0.002011	0.002011	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.20	0.000000	-68.93	193.87	0.00	0.00	2.813
2	1.98	0.000000	-17.24	190.97	0.00	0.00	11.080
3	3.75	0.000000	0.00	188.07	0.00	0.00	100.000

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 2 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

Verifiche presso-flessione

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

RELAZIONE DI CALCOLO

1	0.20	121.91 (121.91)	91.61	201.48	268.12	0.002011	0.002011	2.20
2	0.86	96.31 (104.12)	91.61	240.47	273.29	0.002011	0.002011	2.62
3	1.60	85.49 (86.23)	91.61	298.53	281.00	0.002011	0.002011	3.26
4	2.34	96.31 (105.43)	91.61	237.07	272.84	0.002011	0.002011	2.59
5	3.00	121.91 (121.91)	91.61	201.48	268.12	0.002011	0.002011	2.20

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.20	0.000000	-45.93	199.37	0.00	0.00	4.341
2	0.86	0.000000	-26.35	199.37	0.00	0.00	7.565
3	1.60	0.000000	2.48	199.37	0.00	0.00	80.230
4	2.34	0.000000	30.80	199.37	0.00	0.00	6.474
5	3.00	0.000000	45.93	199.37	0.00	0.00	4.341

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 2 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 0.4000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.20	-121.91 (-121.91)	47.00	98.07	-254.39	0.002011	0.002011	2.09
2	1.98	-20.29 (-28.75)	23.50	221.27	-270.74	0.002011	0.002011	9.42
3	3.75	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	0.002011	0.002011	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.20	0.000000	91.63	193.87	0.00	0.00	2.116
2	1.98	0.000000	28.59	190.97	0.00	0.00	6.680
3	3.75	0.000000	0.00	188.07	0.00	0.00	100.000

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 2 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 0.4000 m

Verifiche presso-flessione

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

1	0.20	-121.91 (-121.91)	47.00	98.07	-254.39	0.002011	0.002011	2.09
2	1.98	-20.29 (-28.75)	23.50	221.27	-270.74	0.002011	0.002011	9.42
3	3.75	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	0.002011	0.002011	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.20	0.000000	-91.63	193.87	0.00	0.00	2.116
2	1.98	0.000000	-28.59	190.97	0.00	0.00	6.680
3	3.75	0.000000	0.00	188.07	0.00	0.00	100.000

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 3 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.20	208.19 (208.19)	124.72	157.09	262.22	0.002011	0.002011	1.26
2	0.86	179.37 (193.20)	126.60	173.23	264.36	0.002011	0.002011	1.37
3	1.60	147.43 (156.98)	128.69	222.04	270.84	0.002011	0.002011	1.73
4	2.34	133.97 (135.08)	130.78	268.17	276.97	0.002011	0.002011	2.05
5	3.00	147.22 (158.32)	132.66	227.57	271.58	0.002011	0.002011	1.72

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.20	0.000000	-39.85	203.46	0.00	0.00	5.106
2	0.86	0.000000	-46.69	203.69	0.00	0.00	4.362
3	1.60	0.000000	-32.25	203.95	0.00	0.00	6.324
4	2.34	0.000000	3.73	204.20	0.00	0.00	54.807
5	3.00	0.000000	37.48	204.44	0.00	0.00	5.455

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 3 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

Verifiche presso-flessione

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

RELAZIONE DI CALCOLO

1	0.20	-208.19 (-208.19)	39.85	47.40	-247.66	0.002011	0.002011	1.19
2	1.98	-44.50 (-60.60)	19.92	82.97	-252.38	0.002011	0.002011	4.16
3	3.75	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	0.002011	0.002011	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.20	0.000000	134.29	192.98	0.00	0.00	1.437
2	1.98	0.000000	54.38	190.53	0.00	0.00	3.503
3	3.75	0.000000	0.00	188.07	0.00	0.00	100.000

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 3 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.20	-147.22 (-147.22)	39.85	67.77	-250.36	0.002011	0.002011	1.70
2	1.98	-14.72 (-23.72)	19.92	228.19	-271.66	0.002011	0.002011	11.45
3	3.75	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	0.002011	0.002011	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.20	0.000000	-123.16	192.98	0.00	0.00	1.567
2	1.98	0.000000	-30.40	190.53	0.00	0.00	6.267
3	3.75	0.000000	0.00	188.07	0.00	0.00	100.000

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 4 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.20	147.22 (158.32)	132.66	227.57	271.58	0.002011	0.002011	1.72
2	0.86	133.97 (134.72)	130.78	268.99	277.08	0.002011	0.002011	2.06
3	1.60	147.43 (158.25)	128.69	220.03	270.58	0.002011	0.002011	1.71
4	2.34	179.37 (193.37)	126.60	173.06	264.34	0.002011	0.002011	1.37

5	3.00	208.19 (208.19)	124.72	157.09	262.22	0.002011	0.002011	1.26
---	------	-----------------	--------	--------	--------	----------	----------	------

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.20	0.000000	-37.48	204.44	0.00	0.00	5.455
2	0.86	0.000000	2.51	204.20	0.00	0.00	81.264
3	1.60	0.000000	36.56	203.95	0.00	0.00	5.578
4	2.34	0.000000	47.28	203.69	0.00	0.00	4.308
5	3.00	0.000000	39.85	203.46	0.00	0.00	5.106

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 4 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.20	-147.22 (-147.22)	39.85	67.77	-250.36	0.002011	0.002011	1.70
2	1.98	-14.72 (-23.72)	19.92	228.19	-271.66	0.002011	0.002011	11.45
3	3.75	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	0.002011	0.002011	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.20	0.000000	123.16	192.98	0.00	0.00	1.567
2	1.98	0.000000	30.40	190.53	0.00	0.00	6.267
3	3.75	0.000000	0.00	188.07	0.00	0.00	100.000

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 4 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.20	-208.19 (-208.19)	39.85	47.40	-247.66	0.002011	0.002011	1.19
2	1.98	-44.50 (-60.60)	19.92	82.97	-252.38	0.002011	0.002011	4.16
3	3.75	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	0.002011	0.002011	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.20	0.000000	-134.29	192.98	0.00	0.00	1.437
2	1.98	0.000000	-54.38	190.53	0.00	0.00	3.503
3	3.75	0.000000	0.00	188.07	0.00	0.00	100.000

Verifiche combinazioni SLE

Simbologia adottata ed unità di misura

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

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 5 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione $B = 100$ cm

Altezza sezione $H = 0.4000$ m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A_{fi}	A_{fs}	σ_{fs}	σ_{fi}	σ_c
1	0.20	60.45	51.04	0.002011	0.002011	19705	91705	3358
2	0.86	42.07	51.04	0.002011	0.002011	14612	60042	2344
3	1.60	34.60	51.04	0.002011	0.002011	12521	47180	1930
4	2.34	42.07	51.04	0.002011	0.002011	14612	60042	2344
5	3.00	60.45	51.04	0.002011	0.002011	19705	91705	3358

Verifiche taglio

N°	X	A_{sw}	V	τ_c
1	0.20	0.000000	-33.87	-121
2	0.86	0.000000	-18.33	-66
3	1.60	0.000000	1.74	6
4	2.34	0.000000	21.58	77
5	3.00	0.000000	33.87	121

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 5 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione $B = 100$ cm

Altezza sezione $H = 0.4000$ m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.20	-60.45	34.81	0.002011	0.002011	95712	18734	3349
2	1.98	-7.56	17.41	0.002011	0.002011	8843	3063	423
3	3.75	0.00	0.00	0.002011	0.002011	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.20	0.000000	51.06	183
2	1.98	0.000000	12.77	46
3	3.75	0.000000	0.00	0

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 5 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.20	-60.45	34.81	0.002011	0.002011	95712	18734	3349
2	1.98	-7.56	17.41	0.002011	0.002011	8843	3063	423
3	3.75	0.00	0.00	0.002011	0.002011	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.20	0.000000	-51.06	-183
2	1.98	0.000000	-12.77	-46
3	3.75	0.000000	0.00	0

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 6 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.20	80.60	62.39	0.002011	0.002011	25940	123675	4474

2	0.86	61.83	62.39	0.002011	0.002011	20752	91309	3439
3	1.60	53.99	62.39	0.002011	0.002011	18575	77803	3007
4	2.34	61.83	62.39	0.002011	0.002011	20752	91309	3439
5	3.00	80.60	62.39	0.002011	0.002011	25940	123675	4474

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.20	0.000000	-33.97	-121
2	0.86	0.000000	-19.13	-68
3	1.60	0.000000	1.81	6
4	2.34	0.000000	22.41	80
5	3.00	0.000000	33.97	121

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 6 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.20	-80.60	34.81	0.002011	0.002011	130506	24270	4458
2	1.98	-12.60	17.41	0.002011	0.002011	17473	4496	703
3	3.75	0.00	0.00	0.002011	0.002011	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.20	0.000000	62.41	223
2	1.98	0.000000	18.44	66
3	3.75	0.000000	0.00	0

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 6 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.20	-80.60	34.81	0.002011	0.002011	130506	24270	4458

2	1.98	-12.60	17.41	0.002011	0.002011	17473	4496	703
3	3.75	0.00	0.00	0.002011	0.002011	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.20	0.000000	-62.41	-223
2	1.98	0.000000	-18.44	-66
3	3.75	0.000000	0.00	0

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 7 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.20	87.32	66.18	0.002011	0.002011	28017	134332	4846
2	0.86	68.42	66.18	0.002011	0.002011	22796	101735	3804
3	1.60	60.46	66.18	0.002011	0.002011	20588	88018	3365
4	2.34	68.42	66.18	0.002011	0.002011	22796	101735	3804
5	3.00	87.32	66.18	0.002011	0.002011	28017	134332	4846

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.20	0.000000	-34.00	-122
2	0.86	0.000000	-19.40	-69
3	1.60	0.000000	1.83	7
4	2.34	0.000000	22.69	81
5	3.00	0.000000	34.00	122

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 7 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.20	-87.32	34.81	0.002011	0.002011	142106	26114	4827

2	1.98	-14.28	17.41	0.002011	0.002011	20362	4965	796
3	3.75	0.00	0.00	0.002011	0.002011	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.20	0.000000	66.20	237
2	1.98	0.000000	20.34	73
3	3.75	0.000000	0.00	0

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 7 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.20	-87.32	34.81	0.002011	0.002011	142106	26114	4827
2	1.98	-14.28	17.41	0.002011	0.002011	20362	4965	796
3	3.75	0.00	0.00	0.002011	0.002011	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.20	0.000000	-66.20	-237
2	1.98	0.000000	-20.34	-73
3	3.75	0.000000	0.00	0

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 8 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.20	140.14	90.03	0.002011	0.002011	43999	219606	7769
2	0.86	113.56	91.04	0.002011	0.002011	36734	173484	6306
3	1.60	88.65	92.17	0.002011	0.002011	29910	130255	4932
4	2.34	81.40	93.30	0.002011	0.002011	27960	117484	4532
5	3.00	95.70	94.31	0.002011	0.002011	31988	141878	5322

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ_c
1	0.20	0.000000	-37.53	-134
2	0.86	0.000000	-39.48	-141
3	1.60	0.000000	-21.96	-79
4	2.34	0.000000	8.56	31
5	3.00	0.000000	35.58	127

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 8 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ_{fs}	σ_{fi}	σ_c
1	0.20	-140.14	37.53	0.002011	0.002011	232666	40772	7735
2	1.98	-27.49	18.77	0.002011	0.002011	42802	8697	1525
3	3.75	0.00	0.00	0.002011	0.002011	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ_c
1	0.20	0.000000	95.96	343
2	1.98	0.000000	35.22	126
3	3.75	0.000000	0.00	0

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 8 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ_{fs}	σ_{fi}	σ_c
1	0.20	-95.70	37.53	0.002011	0.002011	155905	28582	5290
2	1.98	-6.65	18.77	0.002011	0.002011	6986	2857	371
3	3.75	0.00	0.00	0.002011	0.002011	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.20	0.000000	-88.43	-316
2	1.98	0.000000	-16.22	-58
3	3.75	0.000000	0.00	0

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 9 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.20	95.70	94.31	0.002011	0.002011	31988	141878	5322
2	0.86	81.40	93.30	0.002011	0.002011	27960	117484	4532
3	1.60	88.65	92.17	0.002011	0.002011	29910	130255	4932
4	2.34	113.56	91.04	0.002011	0.002011	36734	173484	6306
5	3.00	140.14	90.03	0.002011	0.002011	43999	219606	7769

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.20	0.000000	-35.58	-127
2	0.86	0.000000	-3.34	-12
3	1.60	0.000000	26.02	93
4	2.34	0.000000	41.28	148
5	3.00	0.000000	37.53	134

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 9 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.20	-95.70	37.53	0.002011	0.002011	155905	28582	5290
2	1.98	-6.65	18.77	0.002011	0.002011	6986	2857	371
3	3.75	0.00	0.00	0.002011	0.002011	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.20	0.000000	88.43	316
2	1.98	0.000000	16.22	58
3	3.75	0.000000	0.00	0

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 9 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.20	-140.14	37.53	0.002011	0.002011	232666	40772	7735
2	1.98	-27.49	18.77	0.002011	0.002011	42802	8697	1525
3	3.75	0.00	0.00	0.002011	0.002011	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.20	0.000000	-95.96	-343
2	1.98	0.000000	-35.22	-126
3	3.75	0.000000	0.00	0

Verifiche fessurazione

Simbologia adottata ed unità di misura

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

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 5 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.20	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	60.45	0.00	0.30	0.00	0.000
2	0.86	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	42.07	0.00	0.30	0.00	0.000
3	1.60	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	34.60	0.00	0.30	0.00	0.000
4	2.34	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	42.07	0.00	0.30	0.00	0.000
5	3.00	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	60.45	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 5 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.20	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	-60.45	0.00	0.30	0.00	0.000
2	1.98	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	-7.56	0.00	0.30	0.00	0.000
3	3.75	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 5 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.20	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	-60.45	0.00	0.30	0.00	0.000
2	1.98	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	-7.56	0.00	0.30	0.00	0.000
3	3.75	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 6 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
----	---	-----------------	-----------------	----------------	----------------	---	---	------------------	----------------	-----------------

RELAZIONE DI CALCOLO

1	0.20	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	80.60	0.00	0.40	0.00	0.000
2	0.86	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	61.83	0.00	0.40	0.00	0.000
3	1.60	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	53.99	0.00	0.40	0.00	0.000
4	2.34	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	61.83	0.00	0.40	0.00	0.000
5	3.00	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	80.60	0.00	0.40	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 6 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.20	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	-80.60	0.00	0.40	0.00	0.000
2	1.98	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	-12.60	0.00	0.40	0.00	0.000
3	3.75	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	0.00	0.00	0.40	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 6 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.20	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	-80.60	0.00	0.40	0.00	0.000
2	1.98	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	-12.60	0.00	0.40	0.00	0.000
3	3.75	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	0.00	0.00	0.40	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 7 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.20	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	87.32	0.00	100.00	0.00	0.000
2	0.86	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	68.42	0.00	100.00	0.00	0.000
3	1.60	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	60.46	0.00	100.00	0.00	0.000
4	2.34	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	68.42	0.00	100.00	0.00	0.000
5	3.00	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	87.32	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 7 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.20	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	-87.32	0.00	100.00	0.00	0.000
2	1.98	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	-14.28	0.00	100.00	0.00	0.000
3	3.75	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	0.00	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 7 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.20	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	-87.32	0.00	100.00	0.00	0.000
2	1.98	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	-14.28	0.00	100.00	0.00	0.000
3	3.75	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	0.00	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 8 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.20	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	140.14	0.27	0.30	191.25	0.082
2	0.86	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	113.56	0.18	0.30	191.25	0.054
3	1.60	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	88.65	0.08	0.30	191.25	0.024
4	2.34	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	81.40	0.00	0.30	0.00	0.000
5	3.00	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	95.70	0.11	0.30	191.25	0.032

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 8 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.20	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	-140.14	0.30	0.30	191.25	0.089
2	1.98	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	-27.49	0.00	0.30	0.00	0.000
3	3.75	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 8 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.20	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	-95.70	0.14	0.30	191.25	0.042
2	1.98	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	-6.65	0.00	0.30	0.00	0.000
3	3.75	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 9 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.20	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	95.70	0.11	0.30	191.25	0.032

2	0.86	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	81.40	0.00	0.30	0.00	0.000
3	1.60	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	88.65	0.08	0.30	191.25	0.024
4	2.34	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	113.56	0.18	0.30	191.25	0.054
5	3.00	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	140.14	0.27	0.30	191.25	0.082

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 9 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.20	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	-95.70	0.14	0.30	191.25	0.042
2	1.98	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	-6.65	0.00	0.30	0.00	0.000
3	3.75	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 9 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.20	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	-140.14	0.30	0.30	191.25	0.089
2	1.98	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	-27.49	0.00	0.30	0.00	0.000
3	3.75	0.002011	0.002011	88.07	-88.07	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000

Inviluppo spostamenti nodali

Inviluppo spostamenti fondazione

X [m]	$u_{x\min}$ [m]	$u_{x\max}$ [m]	$u_{y\min}$ [m]	$u_{y\max}$ [m]
0.20	-0.003812	0.003840	-0.001192	0.001707
0.86	-0.003819	0.003834	0.000152	0.001622
1.60	-0.003827	0.003827	0.000902	0.001292
2.34	-0.003834	0.003819	0.000152	0.001622
2.93	-0.003840	0.003812	-0.001192	0.001707

Inviluppo spostamenti piedritto sinistro

Y [m]	$u_{x\min}$ [m]	$u_{x\max}$ [m]	$u_{y\min}$ [m]	$u_{y\max}$ [m]
0.20	-0.003812	0.003840	-0.001192	0.001707
1.98	-0.002756	0.009405	-0.001188	0.001711
3.75	-0.001248	0.015959	-0.001187	0.001712

Inviluppo spostamenti piedritto destro

Y [m]	$u_{x\min}$ [m]	$u_{x\max}$ [m]	$u_{y\min}$ [m]	$u_{y\max}$ [m]
0.20	-0.003840	0.003812	-0.001192	0.001707
1.98	-0.009405	0.002756	-0.001188	0.001711
3.75	-0.015959	0.001248	-0.001187	0.001712

Inviluppo sollecitazioni nodali

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M_{\min} [kNm]	M_{\max} [kNm]	V_{\min} [kN]	V_{\max} [kN]	N_{\min} [kN]	N_{\max} [kN]
0.20	-208.19	-60.45	-45.93	-33.87	51.04	132.66
0.86	-179.37	-42.07	-46.69	2.51	51.04	130.78
1.60	-147.43	-34.60	-32.25	36.56	51.04	128.69
2.34	-179.37	-42.07	3.73	47.28	51.04	130.78
3.00	-208.19	-60.45	33.87	45.93	51.04	132.66

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.20	-208.19	-60.45	51.06	134.29	34.81	47.00
1.98	-44.50	-6.65	12.77	54.38	17.41	23.50
3.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.20	-208.19	-60.45	-134.29	-51.06	34.81	47.00
1.98	-44.50	-6.65	-54.38	-12.77	17.41	23.50
3.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Inviluppo pressioni terreno

Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	σ_{tmin} [kPa]	σ_{tmax} [kPa]
0.20	0	71
0.86	6	68
1.60	38	54
2.34	6	68
3.00	0	71

Inviluppo verifiche stato limite ultimo (SLU)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 0.4000 m

X	A _{fi}	A _{fs}	CS
0.20	0.002011	0.002011	1.26
0.86	0.002011	0.002011	1.37
1.60	0.002011	0.002011	1.71
2.34	0.002011	0.002011	1.37

3.00 0.002011 0.002011 1.26

X	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{SW}
0.20	196.57	0.00	0.00	0.000000
0.86	196.57	0.00	0.00	0.000000
1.60	196.57	0.00	0.00	0.000000
2.34	196.57	0.00	0.00	0.000000
3.00	196.57	0.00	0.00	0.000000

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

Y	A _{fi}	A _{fs}	CS
0.20	0.002011	0.002011	1.19
1.98	0.002011	0.002011	4.16
3.75	0.002011	0.002011	1000.00

Y	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{SW}
0.20	193.87	0.00	0.00	0.000000
1.98	190.97	0.00	0.00	0.000000
3.75	188.07	0.00	0.00	0.000000

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

Y	A _{fi}	A _{fs}	CS
0.20	0.002011	0.002011	1.19
1.98	0.002011	0.002011	4.16
3.75	0.002011	0.002011	1000.00

Y	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{SW}
0.20	193.87	0.00	0.00	0.000000
1.98	190.97	0.00	0.00	0.000000

3.75 188.07 0.00 0.00 0.000000

Inviluppo verifiche stato limite esercizio (SLE)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

X	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
0.20	0.002011	0.002011	7769	219606	43999
0.86	0.002011	0.002011	6306	173484	36734
1.60	0.002011	0.002011	4932	130255	29910
2.34	0.002011	0.002011	6306	173484	36734
3.00	0.002011	0.002011	7769	219606	43999

X	τ _c	A _{sw}
0.20	-134	0.000000
0.86	-141	0.000000
1.60	93	0.000000
2.34	148	0.000000
3.00	134	0.000000

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

Y	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
0.20	0.002011	0.002011	7735	40772	232666
1.98	0.002011	0.002011	1525	8697	42802
3.75	0.002011	0.002011	0	0	0

Y	τ _c	A _{sw}
0.20	343	0.000000
1.98	126	0.000000
3.75	0	0.000000

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 0.4000 m

Y	A _{fi}	A _{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.20	0.002011	0.002011	7735	40772	232666
1.98	0.002011	0.002011	1525	8697	42802
3.75	0.002011	0.002011	0	0	0

Y	τ_c	A _{sw}
0.20	-343	0.000000
1.98	-126	0.000000
3.75	0	0.000000

Verifiche geotecniche

Simbologia adottata

IC Indice della combinazione

N_c, N_q, N_γ Fattori di capacità portante

N_c, N_q, N_γ Fattori di capacità portante corretti per effetto forma, inclinazione del carico, affondamento, etc.

q_u Portanza ultima del terreno, espressa in [kPa]

Q_u Portanza ultima del terreno, espressa in [kN]/m

Q_v Carico verticale al piano di posa, espressa in [kN]/m

FS Fattore di sicurezza a carico limite

IC	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ	q_u	Q_u	Q_v	FS
1	46.12	33.30	33.92	62.07	40.62	33.92	3926	12562.30	131.07	95.85
2	46.12	33.30	33.92	62.07	40.62	33.92	3926	12562.30	131.07	95.85
3	46.12	33.30	33.92	1.14	1.94	0.21	95	304.72	111.13	2.74
4	46.12	33.30	33.92	1.14	1.94	0.21	95	304.72	111.13	2.74