

NUOVA S.S. 341 "GALLARATESE" - TRATTO DA SAMARATE A CONFINE
CON LA PROVINCIA DI NOVARA - TRATTO NORD

STRALCIO FUNZIONALE DAL KM 6+500 (SVINCOLO S.S. 336 NORD)
AL KM 8+844 (SVINCOLO AUTOSTRADA A8)
"BRETTELLA DI GALLARATE"

PROGETTO ESECUTIVO

 STUDIO CORONA Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4663 W)	 Ingegneria del Territorio s.r.l. Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-26211	ING. RENATO DEL PRETE Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073	 ECOPLAN <small>Studio di Ingegneria e Architettura</small> Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433	 E&G Engineering & Graphics S.r.l. Ing. Gabriele Incecchi Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102
	 UNING <small>Soc. Cons. s.r.l.</small> Società designata: GA&M Prof. Ing. Matteo Ranieri Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137	SETAC Srl Servizi & Engineering Trasporti Ambiente Costruzioni Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771	ARKE' INGEGNERIA s.r.l. <small>Via Invernatare Trabiano n. 2 - 70129 Bari</small> Ing. Gioacchino Angarano Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970	DOTT. GEOL. DANILO GALLO Dott. Geol. Danilo Gallo Ordine dei Geologi della Regione Puglia n° 588

VISTO: IL RESPONSABILE
DEL PROCEDIMENTO

RESPONSABILE
INTEGRAZIONE DELLE
PRESTAZIONI
SPECIALISTICHE

IL PROGETTISTA FIRMATARIO
DELLA PRESTAZIONE

GEOLOGO

COORDINATORE DELLA
SICUREZZA IN FASE DI
PROGETTAZIONE

Dott. Ing. Giancarlo LUONGO

Ing. Renato DEL PRETE

Ing. Valerio BAJETTI

Prof. Ing. Geol. Luigi MONTERISI

Ing. Gaetano RANIERI

EB 027

E-MITIGAZIONE AMBIENTALE

EB - BARRIERE ACUSTICHE

Fondazioni - Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	EB027 - T00IA01AMBRE03_A.dwg		
MI533	E	1801	CODICE ELAB. T00IA01AMBRE03	A	-
C					
B					
A	EMISSIONE		Maggio 2021		ING. VALERIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO
					ING. RENATO DEL PRETE
					APPROVATO

SOMMARIO

1	GENERALITÀ	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	5
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
3.1	Caratteristiche calcestruzzo armato ordinario	6
3.2	Caratteristiche di resistenza armature ordinarie	6
3.3	Caratteristiche di resistenza acciaio da carpenteria per profilati	7
3.4	Caratteristiche di resistenza acciaio per tubi metallici	7
3.5	Caratteristiche di durabilità e copriferri	7
3.6	Caratteristiche del calcestruzzo ai fini della durabilità	7
3.7	Verifiche allo stato limite di apertura delle fessure	8
4	VITA NOMINALE □ CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	9
4.1	Vita nominale	9
4.2	Classe d'uso	9
4.3	Periodo di riferimento per l'azione sismica	9
4.4	Valutazione dell'accelerazione massima attesa al suolo	9
5	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE	12
6	ANALISI DEI CARICHI	14
6.1	Peso delle barriere fonoassorbenti	14
6.2	Parametri sismici per il calcolo dei muri	14
6.3	Azioni dovute ai carichi da traffico	14
6.4	Spinta "attiva" del terrapieno in condizioni statiche	14
6.5	Spinta "attiva" della terra in condizioni sismiche	15
6.6	Spinta passiva della terra in condizioni statiche e sismiche	16
6.7	Azione del vento sulla barriera	16
6.8	Barriere con sicurvvia integrato – Effetto dell'urto sul sicurvvia	20
7	COMBINAZIONI DI CARICHI CONSIDERATE	21
7.1	Azioni sulla struttura in elevazione	21
7.2	Azioni sulla struttura di fondazione	21
7.3	Combinazioni di carico considerate Le azioni sono combinate con i coefficienti parziali indicati nella seguente tabella.	21
8	CRITERI E METODI DELLE VERIFICHE	22
8.1	Verifica strutturale (STR) della sezione di base del muro allo stato limite ultimo	23
8.2	Verifica strutturale (STR) della sezione di base del muro allo stato limite di esercizio	23
8.3	Verifica strutturale (STR) della sezione di incastro del plinto posteriore allo stato limite ultimo	23
8.4	Verifica strutturale (STR) della sezione di incastro del plinto posteriore allo stato limite di esercizio	24
8.5	Verifica delle pressioni di contatto terreno-fondazione	24
8.6	Verifica (GEO) di equilibrio al ribaltamento	24
8.7	Verifica (GEO) allo scorrimento sul piano di posa	24
8.8	Verifiche (GEO) di capacità portante della fondazione	25
9	BARRIERE INTEGRATE SU CORDOLO A FONDAZIONE DIRETTA	28
9.1	Verifiche strutturali	28

9.1.1	Verifica della sezione di base del muro allo stato limite ultimo	30
	Sollecitazioni massime allo stato limite ultimo (Combinazione EC1-I (Urto)):	30
9.1.2	Verifica della sezione di base del muro allo stato limite di esercizio	32
	Si effettua il calcolo dell'apertura delle fessure considerando la combinazione di carico più gravosa ovvero la combinazione Fr-II (Fessurazione).	32
9.1.3	Verifica dello sbalzo posteriore del plinto allo stato limite ultimo	33
9.1.4	Verifica dello sbalzo posteriore del plinto allo stato limite di esercizio	35
9.2	Verifiche geotecniche.....	36
10	BARRIERE FONDOASSORBENTI H □ 4.0 M CON FONDAZIONE SU PALI	38
10.1	Analisi dei carichi.....	38
10.1.1	Carichi permanenti.....	38
10.1.2	Carichi variabili	38
10.2	Generalità sulle verifiche geotecniche dei pali di fondazione	38
10.2.1	Verifiche di resistenza assiale (verticale)	38
10.2.2	Verifiche di resistenza ai carichi trasversali (orizzontali).....	41
10.3	Sollecitazioni di progetto allo stato limite ultimo	42
10.4	Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione e deformazione del palo	42
10.5	Verifica dei pali soggetti a carico verticale	48
10.6	Pali soggetti a carico orizzontale - Verifica di resistenza del terreno.....	48
10.7	Verifica strutturale del palo	49
10.8	Pannello in c.a. - Verifica strutturale	49

1 GENERALITÀ

La presente relazione di calcolo riguarda le verifiche strutturali e geotecniche degli elementi di sostegno delle barriere fonoassorbenti da collocare nell'ambito dei lavori del "Bretella di Gallarate".

- CASO A $H_{MA} = 3.50$ m

Gli elementi sono realizzati in calcestruzzo armato ordinario gettato in opera. Sono previste barriere fonoassorbenti metalliche di altezza massima pari a 3.50 m con sicurvía H2 integrato.

La fondazione degli elementi è prevista sul rilevato del corpo stradale.

La soluzione prevista permette di contenere l'ingombro delle strutture all'interno della sezione corrente di rilevato senza modificare il progetto del solido stradale e degli espropri.

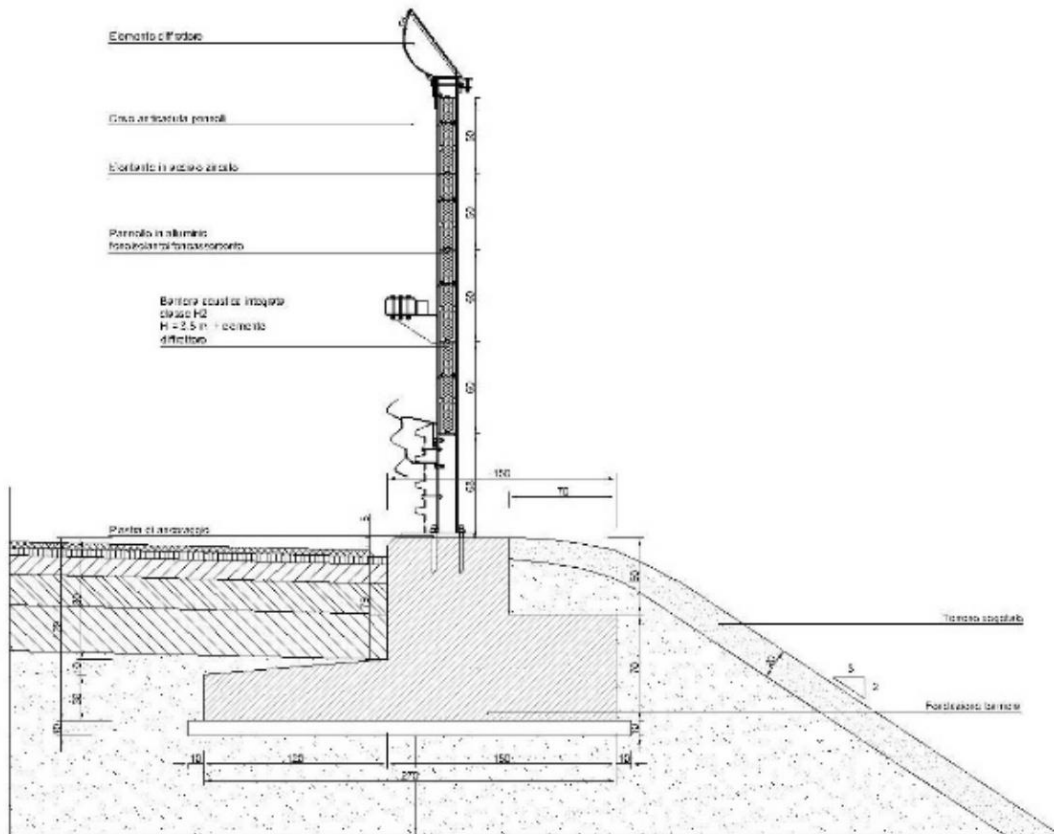


FIGURA 1.1 CORDOLO BARRIERA INTEGRATA CON SICURVIA H

- CASO B $H_{MA} = 4.0$ m

La fondazione indiretta è realizzata con un palo vibro-infisso in acciaio $\phi = 508$ mm $s = 10$ mm a punta aperta. I pali sono lunghi 5 m e sono disposti ad interasse 3 m.

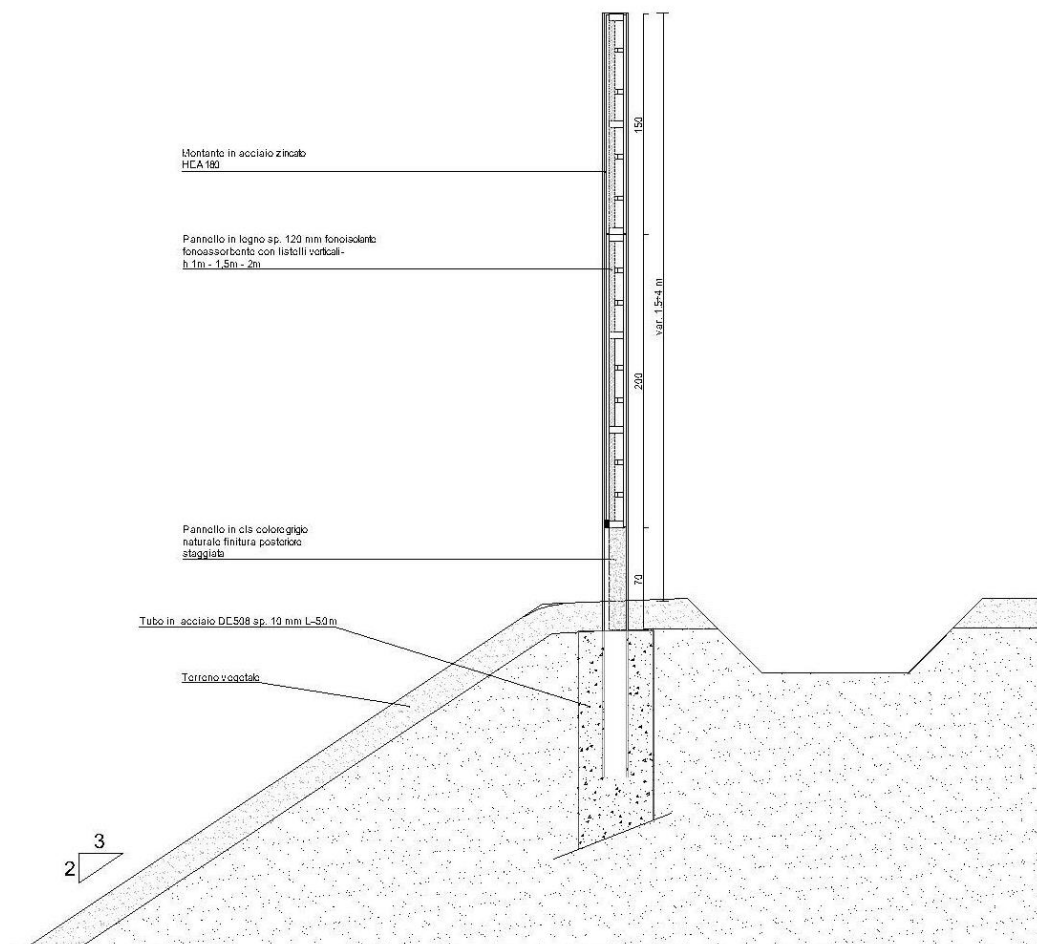


FIGURA 1. BARRIERA FONDOASSORBENTE CON FONDAZIONE SU PALI

Le dimensioni tipologiche delle fondazioni sono calcolate per le massime altezze di barriera fonoassorbente.

I calcoli della presente relazione sono svolti usando il programma Microsoft Excel su elaboratore con sistema operativo Windows 10.

□ NORMATIVA DI RIFERIMENTO E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

NORME ITALIANE ED EUROPEE

- Legge 05/11/1971 n.1086 “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato □ normale □ precompresso e per le strutture metalliche.
- Legge 02/02/1974, n.64 “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- D.M. 14/01/2008 “Norme tecniche per le costruzioni”
- Circolare n. 617 del 02/02/2009 “Istruzioni per l’applicazione delle □ Nuove norme tecniche per le costruzioni □”.
- DM 17/01/2018 - Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”
- Circolare 21/01/2019 n. 7 □ C.S.LL.PP. - Istruzioni per l’applicazione dell’ “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al DM 17/01/2018
- UNI EN 206-1:2001 – Calcestruzzo – Specificazione □ prestazione □ produzione e conformità.
- UNI 11104:2004 – Calcestruzzo – Specificazione □ prestazione □ produzione e conformità – Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1.
- UNI EN 1317-1:2000 – Barriere di sicurezza stradali – Terminologia e criteri generali per i metodi di prova.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Mueller-Breslau (1906) “□ rddr □ □ an □ St □ etz □ anern”, ed. Kroener
- O □ abe S. (1926) “General t □ eor □ o □ eart □ pre □ □ re”, Journal of Japanese Society of Civil engineers □ Vol.12 □ No.1
- Mononobe N., Matuo H.(1929) “On the determination of earth pressure during earthquakes”, Proc. World Engineering Conference □ vol. 9.
- Brinch-Hansen J. (1970) “A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity”. Bull. n°28 - Danish Geotechnical Institute - Copenhagen.
- Vesic A.S. (1975) “□ earing □ apa □ it □ o □ □ □ allo □ □ o □ ndation □” □ Foundation Engineering Handboo □ edited b □ Winter □ orn H.F. □ Fang H. □ □ Van Nostrand Reinhold Compan □
- Bowles J.E. (1996) “Foundation Analysis and Design” □ 5° edizione □ McGraw-Hill.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 CARATTERISTICHE CALCESTRUZZO ARMATO ORDINARIO

C28/35

- Calcestruzzo: C28/35
- resistenza caratteristica cubica di calcolo: $R_{c,k} = 35$ MPa
- resistenza caratteristica cilindrica a 28gg: $f_{c,k} = 28$ MPa
- modulo di elasticità: $E_c = 32588$ MPa
- coefficiente di Poisson: $\nu = 0.20$
- rapporto E_s/E_c per calcolo tensioni in esercizio: $E_s/E_c = 15$
- rapporto E_s/E_c per calcolo ampiezza fessure: $E_s/E_c = 7$
- Resistenza di calcolo a compressione calcestruzzo con: $f_{cd} = \alpha_{acc} \cdot f_{c,k} / \gamma_c$

Stati limite:

- resistenza caratteristica di calcolo SLU: $f_{cd} = \alpha_{acc} \cdot f_{c,k} / \gamma_c = 16.46$ MPa
 - resistenza caratteristica di calcolo SLE: $f_{cd} = \alpha_{acc} \cdot f_{c,k} / \gamma_c = 24.69$ MPa
- con limiti di compressione nel cls pari a:
- $\sigma_c \leq 0.60 \times f_{c,k} = 17.43$ MPa per comb. Rara
 - $\sigma_c \leq 0.45 \times f_{c,k} = 13.07$ MPa per comb. quasi Perm.
- resistenza a trazione di calcolo allo SLU: $f_{ctd} = 1.32$ MPa
 - resistenza a trazione di calcolo allo SLE: $f_{ctd} = 1.98$ MPa

3.2 CARATTERISTICHE DI RESISTENZA ARMATURE ORDinarie

A500C

- Barre in acciaio tipo B450C ad aderenza migliorata controllate in stabilimento:
- tensione caratteristica di rottura: $f_{t,k} = 540$ MPa
- tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 450$ MPa
- rapporto tensione di rottura/tensione di snervamento: $1.15 \leq f_{t,k}/f_{yk} \leq 1.35$
- modulo di elasticità: $E = 210000$ MPa
- coefficiente di Poisson: $\nu = 0.30$
- Resistenza di calcolo acciaio con: $f_{td} = f_{yk} / \gamma_s$

Stati limite:

- resistenza caratteristica di calcolo SLU: $f_{td} = 391.30$ MPa
 - resistenza caratteristica di calcolo SLE: $f_{td} = 450.00$ MPa
- con limiti di compressione pari a:
- $\sigma_s \leq 0.80 \times f_{yk} = 360.00$ MPa

3.3 CARATTERISTICHE DI RESISTENZA ACCIAIO DA CARPENTERIA PER PROFILATI

A

- Profilati in acciaio S 275:
 - tensione caratteristica di rottura: $f_{t,k} = 430 \text{ MPa}$
 - tensione caratteristica di snervamento: $f_{y,k} = 275 \text{ MPa}$
 - modulo elastico $E = 210000 \text{ MPa}$
 - coefficiente di Poisson $\nu = 0.30$
 - Resistenza di calcolo $f_{d,k} = f_{y,k} \gamma_s$
- con:
- Stati limite:
- resistenza caratteristica di calcolo SLU: $f_{d,k} = 261.90 \text{ MPa}$

3.4 CARATTERISTICHE DI RESISTENZA ACCIAIO PER TUBI METALLICI

A

- Profilati in acciaio S 355 H:
 - tensione caratteristica di rottura: $f_{t,k} = 510 \text{ MPa}$
 - tensione caratteristica di snervamento: $f_{y,k} = 355 \text{ MPa}$
 - modulo elastico $E = 210000 \text{ MPa}$
 - coefficiente di Poisson $\nu = 0.30$
 - Resistenza di calcolo $f_{d,k} = f_{y,k} \gamma_s$
- con:
- Stati limite:
- resistenza caratteristica di calcolo SLU: $f_{d,k} = 338.10 \text{ MPa}$

3.5 CARATTERISTICHE DI DURABILITÀ E COPRIFERRI

I valori di calcolo secondo la tabella C4.1.IV "Copriferri minimi in mm" sono di seguito presentati.

Classe di esposizione:	C2-C3
Copriferro minimo:	25 mm
Tolleranza di posa:	10 mm
Incremento per VN maggiore di 50 anni	0
Decremento per controllo qualità	0
Incremento per classe c.a. C-Cmin:	0
Copriferro minimo di progetto:	35 mm.
Copriferro utilizzato:	50 mm.

3.6 CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO AI FINI DELLA DURABILITÀ

Al fine di valutare le caratteristiche vincolanti delle miscele di calcestruzzo nei confronti della durabilità viene fatto riferimento alla norma UNI EN 206 ed alla norma UNI 11104.

Di seguito viene riportata la classe di esposizione che risulta vincolante ai fini delle caratteristiche della miscela. Inoltre sono riportati la classe di resistenza e la dimensione massima degli aggregati

la classe di consistenza ed il copriferro minimo delle armature secondo Circ. 21/01/2019 n°7 □ C4.1.6.1.3, tenuto anche conto della Vita Nominale dell'opera V_N □ 50 anni:

Calcestruzzo fondazione ed elevazione:

Classe di esposizione ambientale: □C2□□C3
Classe di resistenza caratteristica a compressione: C28□35
Dimensione m_a □aggregati: 25 mm
Classe di consistenza: S4
Copriferro minimo: 50 mm

3. □ VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE

Le condizioni ambientali□ai fini della protezione contro la corrosione delle armature□sono suddivise in ordinarie□aggressive e molto aggressive in relazione a □quanto indicato dalla Tab. 4.1.III delle NTC2018:

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	XD, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Pertanto□nel caso in esame□per le verifiche a fessurazione in:

- Condizioni ambientali ordinarie
- Armatura poco sensibile:

La verifica dell'ampiezza della fessura massima risulta:

- Combinazione di azioni frequente: $w_{\square} \leq w_3 \square 0.4 \text{ mm}$
- Combinazione di azioni □uasi permanente: $w_{\square} \leq w_2 \square 0.3 \text{ mm}$

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Sensibile Stato limite	Armatura		
				w_{\square}	Poco sensibile Stato limite	w_{\square}
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

4 VITA NOMINALE □ CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Si riportano i valori di caratterizzazione sismica.

4.1 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale, così come definita al punto 2.4.1 del DM 17/01/2018, è intesa come il numero di anni nel □uale la struttura □urch □ soggetta alla manutenzione ordinaria □ deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto, l'opera ricade nella definizione di "Costruzioni con livelli di prestazione ordinari".

La vita nominale viene pertanto assunta: $V_N □ 50$ anni.

4. □ CLASSE D'USO

Il DM 17/01/2018 al punto 2.4.2. attribuisce alle costruzioni, in funzione della loro destinazione d'uso e □ quindi delle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso in conseguenza di un evento sismico, diverse classi d'uso. Nel caso in oggetto si fa riferimento alla Classe II: "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti..."

Il coefficiente d'uso risulta pertanto: $C_U □ 1.0$.

4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava □per ciascun tipo di costruzione □moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U .

Si ottiene pertanto il periodo di riferimento: $V_R □ V_N □ C_U □ 50 □ 1.0 □ 50$ anni

4.4 VALUTAZIONE DELL'ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA AL SUOLO

Per la struttura si definisce un comportamento strutturale "non dissipativo" in cui tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni □ calcolata in funzione dello stato limite a cui si riferisce □ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto delle non linearità dei materiali.

La struttura si trova in corrispondenza delle seguenti coordinate geografiche:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
8.7914

LATITUDINE
45.6649

Ricerca per comune

REGIONE
Lombardia

PROVINCIA
Varese

COMUNE
Gallarate

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta □

Variabilità dei parametri □

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri □

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata □

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

BARRIERE ACUSTICHE - FONDAZIONI – RELAZIONE DI CALCOLO

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Classe d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE $\left\{ \begin{array}{l} \text{SLO} - P_{VR} = 81\% \quad \text{30} \\ \text{SLD} - P_{VR} = 63\% \quad \text{50} \end{array} \right.$

Stati limite ultimi - SLU $\left\{ \begin{array}{l} \text{SLV} - P_{VR} = 10\% \quad \text{475} \\ \text{SLC} - P_{VR} = 5\% \quad \text{975} \end{array} \right.$

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo info $S_g = 1.500$ $C_C = 1.607$ info

Categoria topografica info $h/H = 1.000$ $S_T = 1.000$ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) $\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_o Regol. in altezza info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q $\eta = 1.000$ info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.038 g
F_0	2.619
T_C	0.275 s
S_s	1.500
C_C	1.607
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.148 s
T_C	0.443 s
T_D	1.751 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_D \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_c(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.057
T_B	0.148	0.149
T_C	0.443	0.149
	0.505	0.130
	0.567	0.116
	0.630	0.104
	0.692	0.095
	0.754	0.087
	0.817	0.081
	0.879	0.075
	0.941	0.070
	1.004	0.066
	1.066	0.062
	1.128	0.058
	1.190	0.055
	1.253	0.053
	1.315	0.050
	1.377	0.048
	1.440	0.046
	1.502	0.044
	1.564	0.042
	1.627	0.040
	1.689	0.039
T_D	1.751	0.038
	1.858	0.033
	1.965	0.030
	2.073	0.027
	2.180	0.024
	2.287	0.022
	2.394	0.020
	2.501	0.018
	2.608	0.017
	2.715	0.016
	2.822	0.014
	2.929	0.013
	3.036	0.012
	3.143	0.012
	3.250	0.011
	3.358	0.010
	3.465	0.010
	3.572	0.009
	3.679	0.009
	3.786	0.008
	3.893	0.008
	4.000	0.008

Siccome la struttura si trova immersa nel terreno si adotta un criterio pseudo-statico in cui l'accelerazione massima attesa al sito per lo stato limite SLV è data da:

- Categoria di sottosuolo: C
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica: $S_s \square 1.50$
- Categoria topografica: T1
- Coefficiente di amplificazione topografica: $S_T \square 1$
- $a_{ma} \square S_s S_T a_g \square 1.5 \square 1.0 \square 0.038g \square 0.057 g$

5 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Il modello geotecnico dei vari litotipi attraversati porta a considerare le seguenti Unità Geotecniche Principali le cui caratteristiche fisico meccaniche sono presentate di seguito.

Formazione UG1A: ghiaia in matrice sabbiosa e sabbia con ghiaia

- peso specifico apparente: $\gamma_t \square 18-20 \square \text{N}\overline{\text{m}}^3$
- peso specifico efficace saturo: $\gamma' \square 8-10 \square \text{N}\overline{\text{m}}^3$
- angolo di attrito interno: $\varphi = 27^\circ-34^\circ$
- coesione drenata: $c' = 0-5 \square \text{Pa}$
- modulo elastico: $E \square 10-40 \text{ Mpa}$
- permeabilità: $\square \square 1 \text{ E-}04 \text{ cm}\overline{\text{s}}$

Formazione UG1: ghiaia in matrice sabbiosa

- peso specifico apparente: $\gamma_t \square 19-21 \square \text{N}\overline{\text{m}}^3$
- peso specifico efficace saturo: $\gamma' \square 9-11 \square \text{N}\overline{\text{m}}^3$
- angolo di attrito interno: $\varphi = 35^\circ-40^\circ$
- coesione drenata: $c' = 0 \square \text{Pa}$
- modulo elastico: $E \square 70-130 \text{ Mpa} (\square 25\text{m})$
- permeabilità: $\square \square 1 \text{ E-}05 \text{ cm}\overline{\text{s}}$

Formazione UG2: sabbia e sabbia limosa con ghiaia

- peso specifico apparente: $\gamma_t \square 18-20 \square \text{N}\overline{\text{m}}^3$
- peso specifico efficace saturo: $\gamma' \square 98-10 \square \text{N}\overline{\text{m}}^3$
- angolo di attrito interno: $\varphi = 30^\circ-35^\circ$
- coesione drenata: $c' = 0-10 \square \text{Pa}$
- modulo elastico: $E \square 80-130 \text{ Mpa} (\square 25\text{m})$
- permeabilità: $\square \square 1 \text{ E-}05 \text{ cm}\overline{\text{s}}$

Le Unità litostratigrafiche delle sabbie e delle ghiaie presentano il seguente coefficiente di reazione orizzontale \square variabile linearmente secondo l'approfondimento dal piano campagna Z:

- coefficiente di reazione laterale: $\square_h = \frac{\beta \cdot Z}{D} \square 4.4 \text{ Z MN}\overline{\text{m}}^3$ in cui:

Z (m): profondità dal p.c.

D (m): diametro del palo

β : coefficiente come da tabella seguente funzione della Dr:

	Coefficiente β [MN/m ³]	
	Secco \square umido	Saturo
Sabbia soffice (Dr \square 30 \square)	2.24	1.24
Sabbia media (30 \square Dr \square 70 \square)	6.72	4.48
Sabbia e ghiaia (Dr \square 70 \square)	17.92	10.88

BARRIERE ACUSTICHE - FONDAZIONI – RELAZIONE DI CALCOLO

Il rilevato stradale presenta la seguente caratterizzazione dei materiali :

- peso specifico apparente: $\gamma_t \approx 20 \text{ KN/m}^3$
- peso specifico efficace saturo: $\gamma' \approx 10 \text{ KN/m}^3$
- angolo di attrito interno: $\phi = 35^\circ$
- coesione drenata: $c' = 0$
- inclinazione terrapieno a monte: $\epsilon = 0$
- inclinazione scarpata a valle: $\beta = -33.69^\circ \quad (3:2)$

Si considera che il livello di falda sia a profondità tale da non interferire con le opere in progetto.

LEGENDA	
	Depositi di origine antropica
DEPOSITI FLUVIOGLACIALI PLEISTOCENE (FGWR) Unità delle ghiaie e sabbie	Ug1a Ghiaia alterata da poco addensata a mediamente addensata (NSPT ≤ 40), localmente con ciottoli e blocchi, in matrice sabbiosa e subordinata sabbia poco addensata con ghiaia (NSPT ≤ 20)
	Ug1 Ghiaia eterometrica, poligenica, con locali ciottoli e blocchi, in matrice sabbioso-limosa o limoso-argillosa da mediamente addensata a molto addensata (NSPT > 40)
	Ug2 Sabbia media e grossa limosa, localmente con limo, da mediamente addensata a molto addensata (NSPT > 20)
DEPOSITI DI TRANSIZIONE PLEISTOCENE Unità delle alternanze argille-ghiaie	Ug3 Argille limoso - sabbiose con rara ghiaia
	Ug4 Ghiaie eterometriche, poligeniche, con rari ciottoli in matrice argilloso-limosa

FIGURA 5.1 PRINCIPALI UNITÀ GEOTECNICHE

Caratterizzazione geotecnica dei vari litotipi								
UG	Litotipi	γ_t	c'	ϕ'	E	G	k	$V_{s,30}$
		KN/m ³	KPa		MPa	MPa	cm/s	m/s
Ug1a	Ghiaia in matrice sabbiosa e sabbia con ghiaia	18-20	0-5	27-34*	10-40	5-15	1E-04	100-350
Ug1	Ghiaia in matrice sabbiosa	19-21	--	35-40*	70-130 (<25m) 150-200 (>25m)	15-30 (<25m) 45-60 (>25m)	1E-05	250-450 (<25m) 400-700 (>25m)
Ug2	Sabbia e sabbia limosa con ghiaia	18-20	0-10	30-35*	80-130 (<25m) 150-200 (>25m)	10-40 (<25m) 45-60 (25m)	1E-05	300-500 (<25m) 400-700 (>25m)

FIGURA 5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI LITOTIPI ATTRAVERSATI

6 ANALISI DEI CARICHI

6.1 PESO DELLE BARRIERE FONOASSORBENTI

Il peso proprio per tutte le barriere \square assunto pari a 0.70 N/m^2 .

6.2 PARAMETRI SISMICI PER IL CALCOLO DEI MURI

La determinazione delle azioni sismiche viene effettuata secondo NTC 2018; l'analisi è condotta secondo il metodo pseudo-statico.

Si assume il valore dell'accelerazione massima su suolo rigido massima dell'intero progetto con:

- Vita nominale: $V_N \square 50$ anni
- Classe: II: Affollamento normale. Assenza di funzioni pubbliche e sociali...
- Coefficiente d'uso: $c_u \square 1$

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0.014	2.570	0.158
SLD	50	0.018	2.538	0.168
SLV	475	0.038	2.619	0.275
SLC	975	0.045	2.634	0.303

I valori di calcolo per opere di sostegno risultano:

- Categoria di sottosuolo: C
- Coefficiente stratigrafico: $S_s \square 1.5$ (SLV)
- Categoria topografica: T1
- Coefficiente di topografia: $S_t \square 1$
- Coefficiente riduttivo: $\beta \square 0.38$ (opere di sostegno che ammettono spostamenti SLV)

Si determinano quindi i coefficienti sismici che interessano tutte le masse (Par. 7.11.6.2.1 NTC 2018):

- Coefficiente sismico orizzontale: $\square_h \square 1.5 \cdot 0.038 \cdot 0.38 \square 0.0216$
- Coefficiente sismico verticale: $\square_v = \pm 0.5 \cdot 0.0216 \square \pm 0.0108$

6.3 AZIONI DOVUTE AI CARICHI DA TRAFFICO

Il cordolo porta barriera è disposto sull'arginello stradale si considera una pressione distribuita uniforme sul terrapieno a monte (condizioni statiche):

$$\square \square 20 \text{ N/m}^2$$

Il contributo del peso del sovraccarico sul plinto viene trascurato.

6.4 SPINTA "ATTIVA" DEL TERRAPIENO IN CONDIZIONI STATICHE

Nella valutazione delle spinte attive in condizioni statiche si tiene conto del contributo stabilizzante dell'attrito terreno/struttura per mezzo di un angolo (δ) pari a:

$$\delta = 17.5^\circ \quad (\delta/\phi = 0.5)$$

Si assume che la tipologia dell'opera di sostegno sia tale da consentire che si sviluppi un regime di spinta "attiva" in seguito alla quale viene esercitata una pressione con andamento linearmente crescente con la profondità:

$$P_t \propto \gamma_t \times z$$

Le sollecitazioni esercitate dalla spinta attiva vengono determinate con il metodo di Mueller-Breslau basato sulla teoria di Coulomb.

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta - \phi)}{\text{sen}^2\beta \times \text{sen}(\beta + \delta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi) \times \text{sen}(\phi - \epsilon)}{\text{sen}(\beta + \delta) \times \text{sen}(\beta - \epsilon)}} \right]^2}$$

dove: ϕ = angolo d'attrito del terreno

ϵ = inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale = positiva se antioraria

$\delta < (\beta - \phi - \epsilon)$ = angolo d'attrito terreno-parete

β = inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede

La spinta del terreno S_t è applicata ad 1/3 dell'altezza dell'opera di sostegno (H) e vale:

$$S_t = \frac{1}{2} \gamma_t H^2 K_a$$

La pressione costante (P_q) indotta da un carico uniforme (Q) applicato a livello del piano campagna risulta:

$$P_q \propto \gamma_a \times Q \times \text{sen} \beta / \text{sen}(\beta + \epsilon)$$

Cui corrisponde una spinta di intensità pari a S_q :

$$S_q = K_a \cdot Q \cdot H \frac{\text{sen}\beta}{\text{sen}(\beta + \epsilon)}$$

Con punto di applicazione ad $H/2$.

L'effetto della coesione efficace genera un diagramma uniforme di pressioni negative che nel caso di terrapieno orizzontale sono pari a:

$$P_c \propto -2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a}$$

Non essendo possibile stabilire a priori quale sia il decremento di spinta indotto si calcola l'altezza critica Z_c che rappresenta l'altezza di scavo "auto-sostenuto":

$$Z_c \propto \frac{2 \cdot c'}{\gamma_t \cdot \sqrt{K_a}} - \frac{Q \cdot \frac{\text{sen}\beta}{\text{sen}(\beta + \epsilon)}}{\gamma_t}$$

6.5 SPINTA "ATTIVA" DELLA TERRA IN CONDIZIONI SISMICHE

Nella valutazione delle spinte attive in condizioni sismiche si tiene conto del contributo stabilizzante dell'attrito terreno/struttura per mezzo di un angolo (δ) pari a:

$$\delta = 17.5^\circ \quad (\delta/\phi = 0.5)$$

L'effetto del sisma viene messo in conto mediante un approccio di tipo pseudo-statico con il metodo dell'equilibrio limite.

Nel caso in studio si omette la maggiorazione della spinta dovuta all'acqua libera di muoversi nello scheletro solido in quanto i muri sono impostati fuori falda.

La spinta attiva (componente statica + sismica) viene calcolata con il metodo di Mononobe + Okabe:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot H^2 \cdot K_{as}$$

BARRIERE ACUSTICHE - FONDAZIONI – RELAZIONE DI CALCOLO

$$K_{as} = \frac{\sin^2(\alpha + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \vartheta - \delta) \left[1 - \frac{\sqrt{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \vartheta)}}{\sqrt{\sin(\alpha - \vartheta - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Dove (terreno sopra falda): $\vartheta = \arctan \frac{k_h}{1 + k_v}$

Si assume che l'incremento di spinta attiva dovuto al sisma agisca ad H/3.

Si nota che il sovraccarico non viene considerato in fase sismica per il contributo della coesione lo svolgimento è analogo a quello riportato al paragrafo precedente.

6.6 SPINTA PASSIVA DELLA TERRA IN CONDIZIONI STATICHE E SISMICHE

Si trascura prudenzialmente il contributo stabilizzante della spinta passiva sul plinto sia in condizione di carico statico che sismico.

6.1 AZIONE DEL VENTO SULLA BARRIERA

L'azione del vento viene valutata con l'approccio "statico equivalente" calcolando una pressione uniforme sulla superficie delle barriere.

La direzione del vento si assume orizzontale.

La determinazione dell'azione del vento sui pannelli delle barriere antirumore parte dall'individuazione della cosiddetta *velocità base di riferimento* v_b .

La velocità base di riferimento è definita come il "valore medio su 10 minuti a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II riferito a un periodo di ritorno $T_r = 50$ anni."

Le zone in cui è suddiviso il territorio nazionale sono riportate nella seguente figura.



FIGURA 6.1 MAPPA DELLE ZONE IN CUI È SUDDIVISO IL TERRITORIO NAZIONALE.

La velocità di base di riferimento v_b è data dalla espressione:

$$v_b = v_{b0} \cdot c_a \quad \text{dove}$$

v_{b0} è la velocità base di riferimento al livello del mare in base a Tab 3.3.1

c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + \frac{a_s - a_0}{1500} \quad \text{per } a_0 < a_s < 1500 \text{ m} \quad \text{dove}$$

a_0 e a_s sono parametri forniti nella Tab 3.3.1 in funzione della zona in cui sorge la costruzione

a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito dove sorge la costruzione.

La Tabella 3.3.1 presenta i seguenti valori di v_{b0} e a_0

Zona	Descrizione	v_{b0}	a_0 (m)	K_z
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino-Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0.40
2	Emilia Romagna	25	750	0.45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0.37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0.36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0.40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0.36
7	Liguria	28	1000	0.54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0.30
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0.32

TABELLA 3.3.1

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti a 10 metri di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II riferito a un tempo di ritorno T_r .

Tale velocità è definita dalla relazione:

$$v_r = v_b \cdot c_r \quad \text{dove}$$

v_b è la velocità base di riferimento

c_r è il coefficiente di ritorno funzione del periodo di ritorno T_r pari a 1 per $T_r \leq 50$ anni.

La pressione cinetica di riferimento q_r è data dall'espressione:

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\text{N/m}^2) \quad \text{dove}$$

v_r è la velocità di riferimento del vento espresso in m/s

ρ è la densità dell'aria espressa in kg/m³

La pressione del vento p è data dall'espressione:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

in cui:

$c_p = 1.2$ è il coefficiente di pressione (tettoie e pensiline isolate verticali).

BARRIERE ACUSTICHE - FONDAZIONI – RELAZIONE DI CALCOLO

$c_d \leq 1$ il coefficiente dinamico

c_e il coefficiente di esposizione calcolato come nel seguito.

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza della costruzione z sul suolo, dalla rugosità e dalla topografia del terreno e dall'esposizione del sito; si calcola con la formula:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z \leq z_{\min}$$

I parametri k_r , z_0 e z_{\min} sono dati dalla tabella 3.3. Il seguente in funzione della classe di rugosità del terreno determinata dalla tabella 3.3.III e della categoria di esposizione del sito della figura 3.3.2.

Nelle fasce entro i 30 m dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito

C	r	d	r	d	r	d
I	0.17	0.01	2			
II	0.19	0.05	4			
III	0.20	0.10	5			
IV	0.22	0.30	8			
V	0.23	0.70	12			

TABELLA 3.3.II

C	d	r	d	r	d	r	d
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m						
B	Aree urbane (non di classe A) - suburbane - industriali e boschive						
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi - case - muri - recinzioni) - aree con rugosità non riconducibile alle classi A - B - D						
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna - aeroporti - aree agricole - pascoli - zone paludose o sabbiose - superfici innevate o ghiacciate - mare - laghi - ...)						

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una barriera antirumore possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla struttura di mitigazione acustica per non meno di 1 m e comunemente non meno di 20 volte l'altezza della barriera antirumore. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità - a meno di analisi dettagliate - verrà assegnata la classe più sfavorevole.

TABELLA 3.3.III

BARRIERE ACUSTICHE - FONDAZIONI – RELAZIONE DI CALCOLO

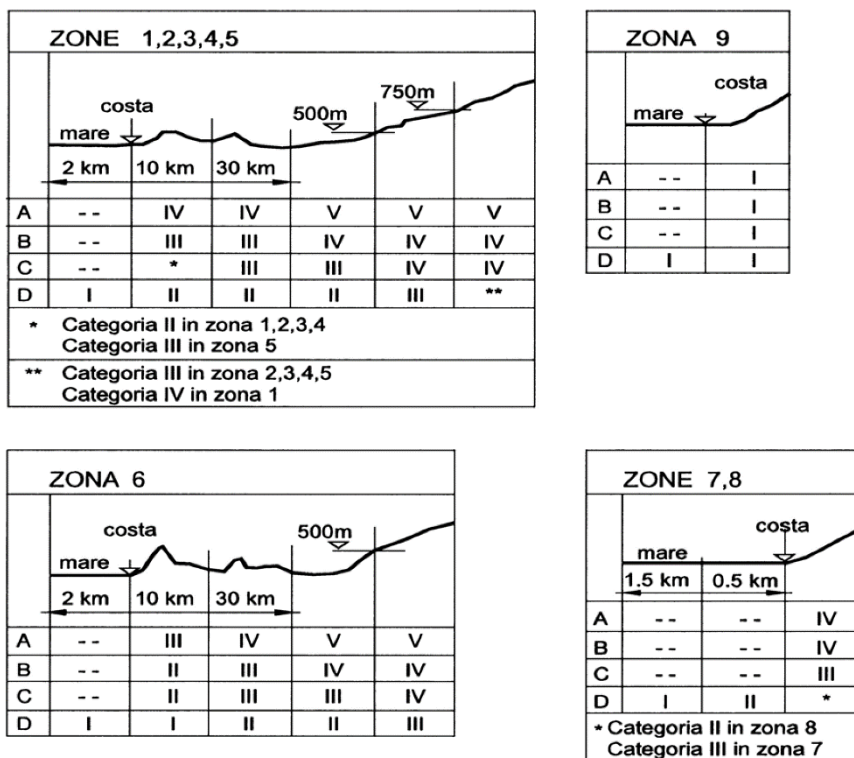


FIGURA 3.3. □

Il coefficiente di topografia si assume pari a: $c_t \square 1$.

Concludendo, la pressione del vento assunta nei calcoli è determinata in funzione dell'altezza della barriera (z) □ considerando:

- Zona: 1
 - Classe di rugosità: D
 - Categoria di esposizione: II
 - Altezza del sito: $a_s \square a_0 \square 1000 \text{ m}$
 - Velocità di riferimento: $v_{b,0} \square 25 \text{ m/s}$
 - Pressione di riferimento: $q_f \square 390.625 \text{ N/m}^2$
 - Coefficienti: $q_f \square 0.19$
 $z_0 \square 0.05 \text{ m}$
 $z_{\min} \square 4 \text{ m}$
 - Coefficiente di forma: $c_p \square 1.2$
 - Coefficiente dinamico: $c_d \square 1$
 - Coefficiente di topografia: $c_t \square 1$
- CASO A □ B**
- Coefficiente di esposizione: $c_e \square 1.801 \quad (z \square 4 \text{ m})$
 - Pressione del vento: $p \square 0.844 \square \text{ N/m}^2$

L'azione tangenziale del vento viene trascurata.

6.8 BARRIERE CON SICURVIA INTEGRATO - EFFETTO DELL'URTO SUL SICURVIA

L'interazione tra il veicolo in svio e la barriera di sicurezza viene determinata secondo UNI EN 1317-1:2000 App. B.

Si definisce la forza media perpendicolare alla barriera in funzione delle caratteristiche della stessa e della relativa prova crash-test di riferimento.

- Classificazione barriera: H3
- Livello di contenimento: $L_c \square 462.1 \text{ J}$
- Larghezza di funzionamento: W5 $\square 1.70 \text{ m}$
- Deflessione dinamica: $S_b \square 1.20 \text{ m}$ (veicolo pesante)
- Caratteristiche veicolo pesante:
 - Autocarro rigido: TB61
 - Massa totale: $M \square 16 \text{ t}$
 - Semicarreggiata: $b \square 1.10 \text{ m}$
 - Distanza centro di massa da spigolo urto: $c \square 4.95 \text{ m}$
 - Velocità d'impatto: $V \square 80 \text{ m/h}$ ($V \square 22.22 \text{ m/s}$)
 - Angolo d'impatto: $\alpha \square 20^\circ$

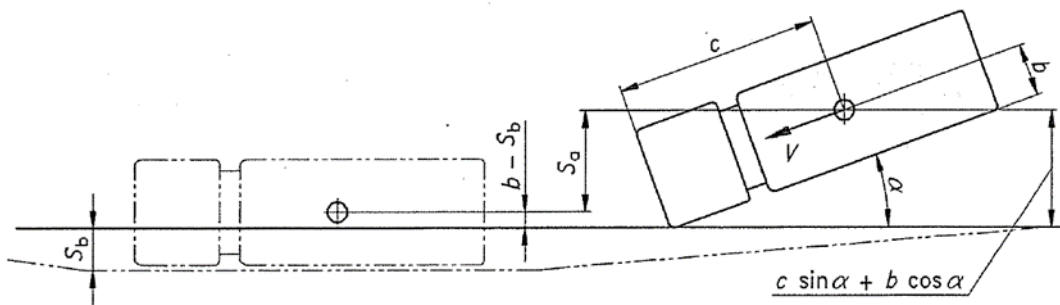


FIGURA 6. - SPOSTAMENTO DEL CENTRO DI GRAVITA' (APP. B EN 1317-1:2000)

Con riferimento alla figura precedente si calcola in direzione perpendicolare alla barriera:

- Spazio percorso dal centro di massa: $S_n \square c \sin \alpha \square b(\cos \alpha - 1) \square S_b \square 2.827 \text{ m}$
- Velocità perpendicolare alla barriera: $V_n \square V \sin \alpha \square 7.600 \text{ m/s}$
- Forza media sulla barriera: $F_n \square \frac{M \cdot V_n^2}{2 \cdot S_n} \square 163.5 \text{ kN}$
- Lavoro svolto dalla forza F_n : $L \square F_n \square S_n \square 462.1 \text{ J}$ (\square Livello di contenimento)

Inoltre assumendo a favore della sicurezza che il veicolo non cambi traiettoria si determina lo spazio percorso dal centro di massa parallelamente alla barriera e si assume come larghezza di ripartizione della forza di interazione:

$$S_p \square S_n \cot \alpha \square 2.827 \cot 20^\circ \square 7.766 \text{ m}$$

L'interazione sulla barriera assume quindi il valore:

$$F' = 163.5 / 7.766 = 21.04 \text{ kN/m}$$

applicata ad un'altezza dal piano viabile di 0.85 m, pari all'altezza della barriera meno 0.10 m.

A favore di sicurezza la prova di crash-test si ritiene valida anche per la barriera tipo H2.

COMBINAZIONI DI CARICHI CONSIDERATE

1.1 AZIONI SULLA STRUTTURA IN ELEVAZIONE

In condizioni statiche le azioni sulla struttura in elevazione sono:

- Peso proprio dei muri e delle barriere
- Spinta statica del terreno
- Azione del vento trasversale
- Spinta statica dovuta dal sovraccarico stradale
- Effetto di urto sul sicurvia (barriere integrate)

In condizioni sismiche le azioni sulla struttura in elevazione sono:

- Peso proprio dei muri e delle barriere
- Spinta statica del terreno e incremento sismico della spinta
- Azioni dovute al sisma sulle masse strutturali dell'elevazione

1.2 AZIONI SULLA STRUTTURA DI FONDAZIONE

In condizioni statiche le azioni sulla struttura di fondazione sono:

- Azioni dalla struttura in elevazione
- Peso proprio del plinto di fondazione e del terreno
- Spinta statica del terreno
- Azione del vento trasversale
- Spinta statica dovuta dal sovraccarico stradale
- Effetto di urto sul sicurvia (barriere integrate)

In condizioni sismiche le azioni sulla struttura in fondazione sono:

- Peso proprio del plinto di fondazione e del terreno portato dallo stesso
- Spinta statica del terreno e incremento sismico della spinta
- Azioni dovute al sisma sulle masse strutturali e sul terreno portato

1.3 COMBINAZIONI DI CARICO CONSIDERATE LE AZIONI SONO COMBINATE CON I COEFFICIENTI PARZIALI INDICATI NELLA SEGUENTE TABELLA.

Si nota che la combinazione comprendente l'urto è trattata come "combinazione eccezionale", ai sensi dei 2.5.3 e 3.6.3.2 NTC 2018.

COMBINAZIONI DI CARICO

Nelle seguenti tabelle sono riportati i coefficienti moltiplicativi dei carichi per le combinazioni di carico esaminate.

Combinazioni statiche SLE: verifiche stati limite di esercizio (fessurazione)

C	P	Tr	V	Ur	S	Or	S	V	D
Ra-I (Vento)	1	0.75	1	0	0	0	0	0	Carichi permanenti e variabili con vento dominante
Ra-II (Traffico)	1	1	0.6	0	0	0	0	0	Carichi permanenti e variabili con sovraccarico da traffico dominante
Fr-I (Fessurazione)	1	0	0.2	0	0	0	0	0	Fessurazione-combinazione fre-vente con vento dominante
Fr-II (Fessurazione)	1	0.75	0	0	0	0	0	0	Fessurazione-combinazione fre-vente con sovraccarico dominante

Combinazioni STRGEO-A1-M1: metodo degli stati limite ultimi: verifiche strutturali e geotecniche

C	P	Tr	V	Ur	S	Or	S	V	D
U1-I (Vento)	1.3	1.125	1.5	0	0	0	0	0	Carichi permanenti e variabili con vento dominante
U1-II (Traffico)	1.3	1.5	0.9	0	0	0	0	0	Carichi permanenti e variabili con sovraccarico da traffico dominante
S1-I (sisma v.alto)	1	0	0	0	1	0	-1	0	Combinazione sismica-sisma verticale verso l'alto
S1-II (sisma v.basso)	1	0	0	0	0	1	0	1	Combinazione sismica-sisma verticale verso il basso
EC1-I (Urto)	1	0	0	1	0	0	0	0	Combinazione eccezionale con urto sul sicurvia

TABELLA 1.1 BARRIERE INTEGRATE - COMBINAZIONI DI CARICO

8 CRITERI E METODI DELLE VERIFICHE

Per i muri di sostegno devono essere effettuate le verifiche ai seguenti stati limite:

SLU di tipo strutturale (STR):

- Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

SLU di tipo geotecnico (GEO):

- Scorrimento del piano di posa □
- Collasso per carico limite del complesso terreno struttura □
- Ribaltamento □
- Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1 con la Combinazione 2 (A2 □ M2 □ R2) tenendo conto dei coefficienti parziali nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.1 per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_r (o γ_d)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2^{**}	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

** Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_c .

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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_v	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.3.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_k	1,1

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2 con la combinazione (A1 □ M1 □ R3) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali nelle Tabelle 6.2.I □ 6.2.II e 6.5.1. Nella

verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tabella 6.5.1 si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

8.1 VERIFICA STRUTTURALE (STR) DELLA SEZIONE DI BASE DEL MURO ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Si effettua la verifica della sezione di spiccatto plinto allo stato limite ultimo per pressoflessione nel piano verticale e taglio.

Si utilizza la combinazione pi gravosa tra U1-I U1-II S1-I S1-II EC1 (tab. n. 7.1).

Si assume che i diagrammi di calcolo tensione-deformazione dei materiali siano i seguenti:

- calcestruzzo: diagramma parabola-rettangolo: $\varepsilon_{c2} = 0.20 \%$, $\varepsilon_{cu} \approx 0.35$

- acciaio: diagramma elastico-plastico: $\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{391.3}{210000} \approx 0.186$

La verifica a taglio viene svolta sia nell'ipotesi di assenza di armature resistenti al taglio che nell'ipotesi in cui le armature siano presenti nel caso in cui la prima verifica sia soddisfatta la seconda verifica non è necessaria.

8.2 VERIFICA STRUTTURALE (STR) DELLA SEZIONE DI BASE DEL MURO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Si effettua la verifica della sezione di spiccatto plinto allo stato limite di esercizio per combinazioni di carico frequenti (Fr-I Fr-II).

- a) Verifica tensionale allo stato limite di formazione delle fessure: soddisfatta se la tensione massima nel calcestruzzo (in sezione interamente reagente) è minore della resistenza caratteristica a trazione per flessione:

$$\sigma_{c\max} \leq 0.7 \cdot f_{ctm}$$

- b) Verifica dello stato limite di apertura delle fessure: soddisfatta se il valore caratteristico dell'apertura delle fessure è inferiore al valore limite; nel caso specifico si hanno i seguenti valori :

- condizioni ambientali: ordinarie
- sensibilità armature: poco sensibili
- combinazioni di azioni: frequente: $w_3 \leq 0.4 \text{ mm}$

Nel caso in cui la prima verifica a) sia soddisfatta la seconda verifica b) non è necessaria.

8.3 VERIFICA STRUTTURALE (STR) DELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PLINTO POSTERIORE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Si effettua la verifica della sezione di incastro dello sbalzo posteriore del plinto allo stato limite ultimo per flessione nel piano verticale e taglio.

Cautelativamente si trascura il contributo favorevole delle pressioni di contatto sul terreno.

Si assume che i diagrammi di calcolo tensione-deformazione dei materiali siano i seguenti:

- calcestruzzo: diagramma parabola-rettangolo: $\varepsilon_{c2} = 0.20 \%$, $\varepsilon_{cu} \approx 0.35$

- acciaio: diagramma elastico-plastico: $\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{391.3}{210000} \approx 0.186$

La verifica al taglio viene svolta nell'ipotesi di assenza di armature resistenti al taglio.

8.4 VERIFICA STRUTTURALE (STR) DELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PLINTO POSTERIORE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Si effettua la verifica della sezione di incastro dello sbalzo posteriore del plinto allo stato limite di esercizio per combinazioni di carico frequenti (Fr-I-Fr-II) trascurando cautelativamente il contributo favorevole delle pressioni di contatto sul terreno.

a) Verifica tensionale allo stato limite di formazione delle fessure: soddisfatta se la tensione massima nel calcestruzzo (in sezione interamente reagente) è minore della resistenza caratteristica a trazione per flessione:

$$\sigma_{c\max} \leq 0.7 \cdot f_{ctm}$$

b) Verifica dello stato limite di apertura delle fessure: soddisfatta se il valore caratteristico dell'apertura delle fessure è inferiore al valore limite; nel caso specifico si hanno i seguenti valori:

- condizioni ambientali: ordinarie
- sensibilità armature: poco sensibili
- combinazioni di azioni: frequente: $w_3 \leq 0.4$ mm

Nel caso in cui la prima verifica a) sia soddisfatta la seconda verifica b) non è necessaria.

8.5 VERIFICA DELLE PRESSIONI DI CONTATTO TERRENO-FONDAZIONE

Dati: N: carico verticale per metro di profondità

e $\frac{M}{N}$: eccentricità del carico dal baricentro della fondazione larga B

La tensione minima al contatto tra il plinto e il terreno è pari a:

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right) \quad \text{se} \quad e \leq \frac{B}{6}$$

$$\sigma_{\min} = 0 \quad \text{se} \quad e > \frac{B}{6}$$

La tensione massima al contatto tra il plinto e il terreno è pari a:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) \quad \text{se} \quad e \leq \frac{B}{6}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{4}{3} \frac{N}{(B - 2 \cdot e)} \quad \text{se} \quad e > \frac{B}{6}$$

8.6 VERIFICA (GEO) DI EQUILIBRIO AL RIBALTAMENTO

Per la verifica di ribaltamento si controlla il rispetto delle seguenti espressioni:

$$M_{\text{stab}} \geq M_{\text{rib}}$$

M_{rib} è momento di calcolo ribaltante

M_{stab} è momento di calcolo stabilizzante

Si definisce il coefficiente di sicurezza: $\gamma_r = \frac{M_{\text{stab}}/1.15}{M_{\text{rib}}} \geq 1$

8.7 VERIFICA (GEO) ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

I parametri di progetto del terreno da utilizzare sono derivati dai valori caratteristici applicando i coefficienti parziali.

Deve risultare:

$$R_d \geq S_d \quad \square \quad 1.1$$

in cui:

$R_d = \mu_d \cdot N_d$: resistenza di calcolo allo scorrimento

N_d \square azione assiale di calcolo

S_d \square risultante delle azioni parallele

$\mu_d = \tan \varphi_d$: coefficiente di attrito fondazione terreno di progetto

Si è trascurato il contributo dell'eventuale adesione.

8.8 VERIFICHE (GEO) DI CAPACITÀ PORTANTE DELLA FONDAZIONE

Per il calcolo della capacità portante limite del terreno di fondazione (o carico a rottura) si fa riferimento ai tradizionali metodi basati sulla teoria dell'equilibrio limite così come proposti da Vesic (1975).

I calcoli sono eseguiti in direzione trasversale \square si assume che sia sempre la direzione più gravosa in quanto in direzione longitudinale non si hanno eccentricità di carico né carichi tangenziali né inclinazioni sfavorevoli del piano di campagna.

Il piano di fondazione \square sul terreno in situ \square si assume:

- i parametri del terreno corrispondono a quelli efficaci del terreno in situ in condizioni drenate \square
- il piano di campagna si suppone orizzontale.

Utilizzando le caratteristiche drenate \square la portata limite unitaria (pressione) \square data dalla seguente formula:

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

in cui e nel seguito:

γ : massa volumica efficace del terreno

B' : larghezza netta della fondazione (Meyerhof)

c' : coesione del terreno

q' : sovraccarico dovuto al terreno sopra il piano di fondazione

φ : angolo di attrito di calcolo del terreno

V : carico perpendicolare al piano di posa

H : carico tangenziale al piano di posa

$A_f = B' \times L'$: area efficace fondazione

c_a : aderenza fondazione (trascurata)

ω : angolo di inclinazione piano di campagna (+ verso il basso, $\omega < \varphi$)

η : angolo di inclinazione del piano di fondazione (+ verso l'alto, $\eta < \varphi$)

Coefficienti di capacità portante:

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \times e^{\pi \tan \phi}$$

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

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

Fattori di forma:

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

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} \quad (\square 0.6)$$

Fattori di profondità del piano di fondazione: si definisce □

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{per: } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \left(\frac{D}{B} \right) \quad \text{per: } \frac{D}{B} > 1$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$$

$$d_v = 1$$

Fattori di inclinazione della risultante □ si definisce m:

$$m = \frac{2+B/L}{1+B/L}$$

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

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V+A_f C_a \cot \phi} \right)^m$$

$$i_v = \left(1 - \frac{H}{V+A_f C_a \cot \phi} \right)^{m+1}$$

Fattori di inclinazione della base fondazione (η):

$$b_c = 1 - \frac{2\eta}{5.14 \cdot \tan \phi}$$

$$b_q = (1 - \eta \cdot \tan \phi)^2$$

$$b_v = b_q$$

Fattori di inclinazione del piano di campagna:

$$g_c = g_q - \frac{1-g_q}{5.14 \cdot \tan \phi}$$

$$g_q = (1 - \tan \omega)^2$$

$$g_v = g_q$$

Trovandoci in presenza di carichi eccentrici si ricorre al criterio proposto da Meyerhof (figura n.7.4) che prevede di calcolare la capacità del terreno con riferimento all'area "netta" :

$$A' = B' \times L'$$

$$B' = B - 2e_1$$

$$L' = L - 2e_2$$

L, B = dimensioni "reali" della fondazione;

e_1, e_2 □ eccentricità del carico nelle direzioni considerate

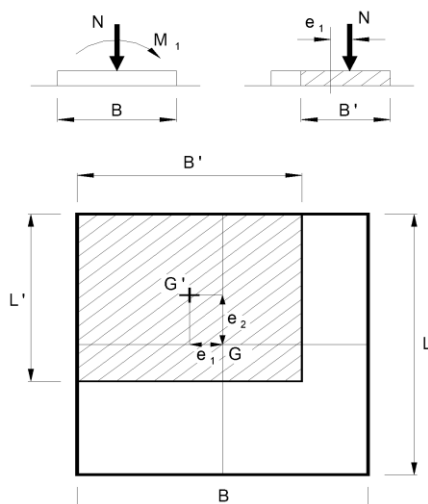


FIGURA 8.1 – CRITERIO DI MEYERHOF PER IL CALCOLO DELLA FONDAZIONE REAGENTE

Le verifiche sono condotte in accordo all' NTC 2018 utilizzando l' "Approccio 2" con Combinazione (A1-M1-R3) utilizzando le seguenti formulazioni:

$\sigma_{md} = \frac{N_d}{L \cdot B'}$: pressione di progetto agente sull'area efficace della fondazione

σ_{od} : pressione geostatica efficace alla quota di imposta fondazione

$\sigma_{lim,d}$: pressione limite di progetto

$S_d = \sigma_{md} - \sigma_{od}$: sollecitazione unitaria di progetto

$R_d = \sigma_{lim,d} - \sigma_{od}$: resistenza di progetto

per ogni combinazione di carico deve risultare: $R_d \geq S_d \cdot 1.4$

BARRIERE INTEGRATE SU CORDOLO A FONDAZIONE DIRETTA

1.1 VERIFICHE STRUTTURALI

Il muro presenta le seguenti dimensioni caratteristiche principali:

- Altezza massima paramento: 0.80 m
- Larghezza fondazione: 2.70 m
- Spessore paramento: 0.80 m
- Spessore fondazione incastro: 0.40 m
- Sbalzo anteriore fondazione: 0.70 m
- Sbalzo posteriore fondazione: 1.20 m
- Altezza barriera acustica: 3.5 m.

Seguono gli elaborati di verifica.

L **T** **CORDOLO A SOSTEGNO BARRIERE FONDOASSORBENTI - BORDO STRADA**
CASO 1 - ALTEZZA BARRIERA 3.50 - INTEGRATA CON SICURVIA H3-5 - FONDAZIONE SU RILEVATO

A	H	3.50
A	Hr	1.00
L	B	2.70

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL MURO

Altezza terreno a monte (da estradosso plinto)	Ht	0.750 m
Altezza parete (da estradosso plinto)	Hp	0.800 m
Larghezza di calcolo	Bp	1.000 m
Spessore parete in testa	Sp1	0.800 m
Spessore massimo parete all'incastro nel plinto	Sp3	0.800 m
Inclinazione anteriore parete (0 verso monte)	Pp	0.000 °

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PLINTO

Altezza plinto (all'incastro)	Hpl	0.400 m
Altezza anteriore plinto	Hantpl	0.400 m
Altezza posteriore plinto	Hpospl	0.300 m
Larghezza plinto	Bpl	2.700 m
Sbalzo anteriore plinto	Sant	0.700 m
Distanza tra filo posteriore plinto e filo posteriore parete	Spos1	1.200 m

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRAPIENO SPINGENTE

Peso specifico del terreno	γ_t	20.00 N/m ³
Angolo di inclinazione terrapieno (0 verso l'alto)	δ	1.43 °
Angolo di attrito del terreno	φ	35.00 °
Coesione efficace del terreno	c	0.00 N/m ²
Angolo di attrito muro-terreno	δ	17.50 °
Sovraccarico sul terrapieno (spinte)	σ	20.00 N/m ²
Sovraccarico sul plinto (peso)	σ_p	0.00 N/m ²
Condizioni di spinta del terrapieno (calcolo coefficienti di spinta)		Attiva

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Peso specifico (efficace) del terreno	$\gamma_t=$	20.00 N/m ³
Angolo di attrito del terreno	φ	35.00 °
Coesione del terreno	c	0.00 N/m ²
Altezza del terreno sullo sbalzo anteriore del sottoplinto	ht	1.200 m
Angolo di inclinazione del terreno a valle (dalla base plinto)	ω	0.00 °

BARRIERE ACUSTICHE - FONDAZIONI - RELAZIONE DI CALCOLO

CARATTERISTICHE SISMICHE (NTC 018)

Categoria suolo di fondazione (A-B-C-D-E)	F	C
Coefficiente opere di sostegno:	β	0.38
Accelerazione orizzontale: gravità	a_g/g	0.038
Coefficiente stratigrafico e di topografia	S Ss St	1.5
Coefficiente sismico orizzontale	h	0.0217
Coefficiente sismico verticale	v	0.0108

MASSE AGGIUNTIVE SULLA STRUTTURA

Componente verticale della forza di massa	FV
Componente orizzontale della forza di massa (sisma)	FH
Ascissa del punto di applicazione della forza di massa da bordo ant. plinto	
Ordinata del punto di applicazione della forza di massa da bordo inf. plinto	

	FV (N)	FH (N)	(m)	(m)
Barriera fonoassorbente integrata	2.45	0.05	1.100	2.950

AZIONI VARIABILI AGGIUNTIVE SULLA STRUTTURA

Calcolo della pressione del vento secondo NTC 2008

Zona		1
Classe di rugosità		D
Categoria di esposizione		II
Altezza del sito		240 mslmm
Coefficienti tabella 7.1	vref	25 m/s
	a0	1000 mslmm
	a	0.4 1/s
Velocità di riferimento		25 m/s
Pressione di riferimento		390.625 N/m ²
Coefficienti tabella 7.2	r	0.19
	z0	0.05 m
	zmin	4 m
Coefficiente di forma	cp	1.2
Coefficiente dinamico	cd	1
Coefficiente di topografia: Costruzioni sul livello superiore di un dislivello (rilevato)	Beta	0
	Gamma	1 (HB=4.7 0.3)
		1.00E+06 m
	ct	1
Altezza esposta	Z	4.00
Coefficiente di esposizione:	ce	1.801
Pr	d	844.001 564 N/m ²
Azione tangenziale:		
Coeff. Di attrito (liscio)	ct	0.01
Pressione tangenziale:	pt	7.033343804 N/m ² (trascurabile)

Componente verticale della forza esterna	FV
Componente orizzontale della forza esterna	FH
Ascissa del punto di applicazione della forza da bordo ant. plinto	
Ordinata del punto di applicazione della forza da bordo inf. plinto	

	FV (N)	FH (N)	(m)	(m)
Vento su barriera fonoassorbente:	0.844 N/m ²	0.00	1.100	2.950
Effetto di urto sul curvria F	21.042 N/m	0.00	1.100	2.050

BARRIERE ACUSTICHE - FONDAZIONI – RELAZIONE DI CALCOLO

SOLLECITAZIONI ALLA SEZIONE DI BASE DELLA PARETE

Altezza di verifica dal lembo superiore del pannello Hv \square 0.800 m

Coefficients di spinta attiva			totale	orizz.	vert.
Statici	A1 \square M1	\square a \square	0.2498	0.2382	0.0751
Contributo di coesione:	A1 \square M1	\square ac \square	0.9724	0.9274	0.2924
Statici_Dinamici (sisma verticale verso l'alto)			0.2621	0.2500	0.0788
Contributo di coesione con sisma:	A1 \square M1	\square ac \square	0.9748	0.9297	0.2931
Coefficients di spinta attiva					
Statici_Dinamici (sisma verticale verso il basso)	A1 \square M1	\square as \square	0.2618	0.2497	0.0787
Contributo di coesione con sisma:	A1 \square M1	\square ac \square	0.9748	0.9297	0.2931

Nella tabella seguente sono riportati i carichi \square bracci di leva \square momenti stabilizzanti e ribaltanti calcolati rispetto al bordo anteriore inferiore della parete
Le sollecitazioni caratteristiche sono riferite a una larghezza unitaria.

	FV (\square N)	FH (\square N)	bv (m)	bh (m)	M(stab) (\square Nm)	M(rib) (\square Nm)
Parete muro	16.00	0.35	0.400	0.400	6.40	0.14
Spinte terreno (statiche)	0.00	0.00	0.800	0.250	0.00	0.00
Spinte sovraccarico (statiche)	0.00	0.00	0.800	0.375	0.00	0.00
Spinte terreno (statiche \square sismiche v.alto)	0.00	0.00	0.800	0.250	0.00	0.00
Spinte sovraccarico (statiche \square sismiche v.alto)	1.18	3.75	0.800	0.375	0.95	1.41
Spinte terreno (statiche \square sismiche v.basso)	0.00	0.00	0.800	0.250	0.00	0.00
Spinte sovraccarico (statiche \square sismiche v.basso)	1.18	3.75	0.800	0.375	0.94	1.40
Barriera fonoassorbente integrata	2.45	0.05	0.400	2.550	0.98	0.14
Vento su barriera fonoassorbente: \square	0.844 \square N/m \square	0.00	3.00	0.400	2.550	0.00
Effetto di urto sul sicurnia F \square	21.042 \square N/m	0.00	21.04	0.400	1.650	0.00
Effetti sisma verticale sulle masse (verso il basso)	0.20	0.00	0.400	0.000	0.08	0.00

	FV (\square N)	FH (\square N)	bv (m)	bh (m)	M(stab) (\square Nm)	M(rib) (\square Nm)
Combinazione: Ra-I (Vento)	18.45	3.00	0.400	2.550	7.38	7.64
Combinazione: Ra-II (Traffico)	18.45	1.80	0.400	2.550	7.38	4.58
Combinazione: Fr-I (Fessurazione)	18.45	0.60	0.400	2.550	7.38	1.53
Combinazione: Fr-II (Fessurazione)	18.45	0.00	0.400	0.000	7.38	0.00
Combinazione: U1-I (Vento)	23.99	4.49	0.400	2.550	9.59	11.46
Combinazione: U1-II (Traffico)	23.99	2.70	0.400	2.550	9.59	6.88
Combinazione: S1-I (sisma v.alto)	19.43	4.15	0.424	0.371	8.25	1.54
Combinazione: S1-II (sisma v.basso)	19.83	4.15	0.424	0.371	8.40	1.54
Combinazione: EC1-I (Urto)	18.45	21.04	0.400	1.650	7.38	34.72

1.1 VERIFICA DELLA SEZIONE DI BASE DEL MURO ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Si effettua la verifica a flessione e taglio della sezione di base della elevazione.

Dati della sezione rettangolare:

- base di calcolo: $b \square 100$ cm
- altezza sezione: $h \square 40$ cm
- armature superiori (tese): $4 \square 16$ \square distanza dal bordo 5 cm
- armature inferiori (comprese): $4 \square 16$ \square distanza dal bordo 5 cm

Sollecitazioni massime allo stato limite ultimo (Combinazione EC1-I (Urto)):

- sforzo assiale: $N_{Sd} \square 18.45$ \square N
- momento flettente: $M_{Sd} \square 34.72-7.38 \square 27.34$ \square N.m
- sforzo di taglio: $V_{Sd} \square 21.04$ \square N

Segue il tabulato della verifica svolta \square risultati sono \square ui riassunti:

- momento resistente: $M_{Rd} \square 100.22$ \square N.m (verificato: $M_{Rd} \geq M_{Sd}$)
- taglio resistente (solo cls.): $V_{Rd} \square 165.43$ \square N (verificato: $V_{Rd} \geq V_{Sd}$)

BARRIERE ACUSTICHE - FONDAZIONI - RELAZIONE DI CALCOLO

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO SEZIONE C.A. O C.A.P.

(V.2014.11.15)

BARRIERA ACUSTICA INTEGRATA SU RILEVATO VERIFICA BASE ELEVAZIONE

C: [] M: [] T: []

Ordinata rispetto a cui sono calcolate le sollecitazioni \square_s 0.00 \square_{mm}
Sforzo normale agente di calcolo N_{sd} 18.45 \square_N
Momento agente di calcolo (rispetto a \square_s) $M_{sd}(\square_s)$ 34.34 \square_{Nm}
Momento agente di calcolo (rispetto al baricentro della sezione: \square_g 200.00 mm) $M_{sd}(\square_g)$ 31.03 \square_{Nm}

DATI GEOMETRICI SEZIONE

C: [] R: [] D: [] R: []
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo trave f_{ct} 29.05 \square_{N/mm^2}
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata α_{cc} 0.85
Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo trave γ_c 1.50
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo trave f_{cd} 16.462 \square_{N/mm^2}
Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo trave f_{ctd} 1.323 \square_{N/mm^2}

Elementi	b inf \square_{mm}	h \square_{mm}	b sup \square_{mm}	\square_{inf} \square_{mm}	\square_{sup} \square_{mm}	ϵ_{inf} %	ϵ_{sup} %	σ_{inf} \square_{N/mm^2}	σ_{sup} \square_{N/mm^2}	NRd(\square_0) \square_N	MRd(\square_0) \square_{Nm}
1	1000.0	400.0	1000.0	0.0	400.0	11.6173	-1.3210	0.000	-14.564	-346.29	133.47
2	0.0	0.0	0.0	400.0	400.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
3	0.0	0.0	0.0	400.0	400.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
totali		400.0		0.0	400.0					-346.29	133.47

Ar: [] R: [] D: [] R: []

Modulo di elasticità acciaio E_s 210000.00 \square_{N/mm^2}
Resistenza caratteristica acciaio ordinario f_{td} 450.00 \square_{N/mm^2}
Coefficiente parziale di sicurezza acciaio ordinario γ_s 1.15
Deformazione massima di calcolo ϵ_{ud} 10.00 %
Resistenza di calcolo acciaio ordinario f_{td} 391.30 \square_{N/mm^2}

Armature	Numero	Diametro \square_{mm}	livello \square_{mm}	area \square_{mm^2}	ϵ_{td} %	ϵ_{acc} %	σ_{acc} \square_{N/mm^2}	Nrd(\square_0) \square_N	Mrd(\square_0) \square_{Nm}
strato	ferri								
1	4	16	50.0	804.25	1.8634	10.0000	391.30	314.71	-15.74
2	4	16	350.0	804.25	1.8634	0.2963	62.22	50.04	-17.51
3	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
totali			50.0	1608.50	1.86335	10.0000		364.74	-33.25

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO MOMENTO FLETTENTE - SFORZO NORMALE

Profondità relativa dell'asse neutro (ξ) 0.0013
Altezza totale della sezione h 400.0 \square_{mm}
Copri ferro armatura tesa c 50.0 \square_{mm}
Altezza utile (h-c) d 350.0 \square_{mm}
Profondità dell'asse neutro \square 0.5 \square_{mm}
Rapporto tra copri ferro armatura tesa ed altezza utile (c:d) δ 0.1429
Braccio della coppia interna z 294.27 \square_{mm}
Deformazione massima nel calcestruzzo ϵ_{cls} -1.3210 % in y = 400.0 \square_{mm}
Deformazione massima nell'acciaio ordinario teso ϵ_{acc} 10.0000 % in y = 50.00 \square_{mm}
Deformazione massima nell'acciaio di precompressione teso ϵ_{ap} 0.0000 % in y = \square_{mm}
Campo di deformazione specifica \square
Parametro di deformazione λ ($\epsilon = \lambda + \mu$) λ 1.162E-02
Parametro di deformazione μ ($\epsilon = \lambda + \mu$) μ -3.235E-05 \square_{mm}^{-1}
Sforzo normale resistente (rispetto alla base - \square_0) $N_{rd}(\square_0)$ 18.45 \square_N
Momento resistente (rispetto alla base - \square_0) $M_{rd}(\square_0)$ 100.22 \square_{Nm}

Sforzo normale resistente (rispetto a \square_s) N_{rd} 18.45 \square_N
Momento resistente (rispetto a \square_s) M_{rd} 100.22 \square_{Nm}
C: [] R: [] D: [] R: [] (N_{rd} [])

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO SFORZO DI TAGLIO

Sforzo normale agente di calcolo (compresa precompressione) N_{sd} 18.45 \square_N
Sforzo di taglio agente (carichi esterni) V_d 1.04 \square_N
Carichi appesi o indiretti C_{ad} 0.00 $\square_{N/mm}$
Distanza della sezione dal bordo di appoggio (verifica solo VRcd se: av \square d \square EN 1992-1-1 §6.2.1(8)) av 999999.00 \square_{mm}
Sezione ad altezza variabile: Inclinazione dei lembi della membratura (p \square per h crescente con M): p 0.0000
Componente di taglio dovuta all'inclinazione dei lembi della membratura V_{md} 0.00 \square_N
Componente di taglio dovuta all'inclinazione dei cavi di precompressione V_{pd} 0.00 \square_N
Sforzo di taglio agente di calcolo: (V_{sd} \square V_d \square V_{md} \square V_{pd}) V_{sd} 21.04 \square_N

V: [] R: [] D: [] R: []

Larghezza (minima) della membratura resistente a taglio b_w 1000.00 \square_{mm}
Altezza utile sezione: d \square h - c d 308.84 \square_{mm}
Braccio della coppia interna z 294.27 \square_{mm}
Area armature longitudinali tese A_{sl} 1608.50 \square_{mm^2}
Coefficiente: \square_1 (200:d) \square_2 \square 1.805
Coefficiente: V_{min} 0.035 (\square_1 1.5) (f_{ct} \square 0.5) V_{min} 0.45736 \square_{N/mm^2}
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ρ \square A_{sl} (b_w \square d) \square 0.02 ρ 0.00521
Tensione media di compressione nella sezione: σ_{cp} \square N_{sd} \square A_c \square 0.2 \square f_{cd} \square σ_{cp} 0.000 \square_{N/mm^2}
S: [] R: [] D: [] R: [] V_{rd} 165.43 \square_N
C: [] R: [] D: [] R: [] (V_{rd} \square V_{sd} \square V_{md} \square V_{pd}) V_{rd} 1.86 \square_N

1.1. VERIFICA DELLA SEZIONE DI BASE DEL MURO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Si effettua il calcolo dell'apertura delle fessure considerando la combinazione di carico più gravosa ovvero la combinazione Fr-II (Fessurazione).

Sollecitazioni massime allo stato limite di esercizio (comb. frequente):

- sforzo assiale: $N_{Sd} = 18.45 \text{ kN}$
- momento flettente: $M_{Sd} = 7.38 \text{ kNm}$

Si allega il tabulato della verifica svolta i risultati sono qui riassunti.

Verifica in sezione fessurata:

- altezza sezione reagente: $h = 16.30 \text{ cm}$
- trazione massima armature: $\sigma_a = 4.18 \text{ N/mm}^2$

Verifica di fessurazione: la tensione di trazione massima nel calcestruzzo calcolata in sezione interamente reagente vale:

$$\sigma_c = 0.082 \text{ N/mm}^2$$

minore della resistenza a trazione caratteristica: $\sigma_{c,lim} = 2.36 \text{ N/mm}^2$

Quindi la sezione verificata allo stato limite di formazione delle fessure.

SEZIONE A TRAPEZI IN CEMENTO ARMATO - VERIFICA A PRESSO TENSO-FLESSIONE RETTA.

TITOLO: BARRIERA ACUSTICA INTEGRATA VERIFICA ELEVAZIONE MURO

Ordinata punto di applicazione sforzi (solo se non baricentrici)	$e = 0.00 \text{ cm}$
Sforzo normale (N : trazione; N : compressione)	$N = -18.45 \text{ kN}$
Momento flettente (M : tende fibre inferiori; M : tende fibre superiori)	$M = 7.38 \text{ kNm}$
Coefficiente di omogeneizzazione	$m = 15.00$
Ordinata asse neutro (dall'alto)	$e_s = 16.30 \text{ cm}$
Ordinata asse neutro (dal basso)	$e_i = 23.70 \text{ cm}$
Tensione calcestruzzo minima	$sc1 = -0.243 \text{ N/mm}^2$
Tensione calcestruzzo massima	$sc2 = 0.000 \text{ N/mm}^2$
Tensione acciaio minima	$sf1 = -2.52 \text{ N/mm}^2$
Tensione acciaio massima	$sf2 = 4.18 \text{ N/mm}^2$

S (d)

Trapezio (n°)	bi (cm)	h (cm)	bs (cm)	ei (cm)	es (cm)	ei (cm)	es (cm)	si N/mm^2	ss N/mm^2
1	100.00	40.00	100.00	0.00	40.00	23.70	40.00	0.000	-0.243
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
Totale		40.00							

Ar (d)

Strato (n°)	Numero ferri	Diametro (mm)	ef (cm)	Af cm^2	sf N/mm^2
1	4	16	5.00	8.04	4.18
2	4	16	35.00	8.04	-2.52
3	0	0	0.00	0.00	0.00
10	0	0	0.00	0.00	0.00
Totale			20.00	16.08	

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

TITOLO **BARRIERA ACUSTICA INTEGRATA VERIFICA ELEVAZIONE MURO**

Riferimento :
Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle «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.

DATI GENERALI

Tipo impronte acciaio
Sensibilità armatura
Condizioni ambientali
Combinazione di azioni

Aderenza migliorata
Poco sensibile
Ordinarie
Frequenti

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio	f_{ck}	29.1 N/mm ²
Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ($f_{ctm} = 0.30 (f_{ck})^{2/3}$)	f_{ctm}	2.835 N/mm ²
Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ($f_{ctf} = f_{ctm} \cdot 1.2$)	f_{ctf}	2.362 N/mm ²

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):
Tensione di trazione massima nel calcestruzzo sc_{ma} 0.082 N/mm²

$L = 120 \text{ cm}$ $b = 100 \text{ cm}$ $h = 40 \text{ cm}$ $d = 16 \text{ cm}$ $d_{eff} = 24 \text{ cm}$

1.3 VERIFICA DELLO SBALZO POSTERIORE DEL PLINTO ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Si effettua la verifica a flessione e taglio della sezione di incastro del plinto nella elevazione. Cautelativamente si trascura il contributo favorevole delle pressioni di contatto sul terreno.

Dati della sezione rettangolare:

- base di calcolo: $b = 100 \text{ cm}$
- altezza sezione: $h = 40 \text{ cm}$
- armature superiori (tese): $4 \cdot 16$ distanza dal bordo 5 cm
- armature inferiori (comprese): $4 \cdot 16$ distanza dal bordo 5 cm

Determinazione delle sollecitazioni:

- luce di calcolo: $L = 120 \text{ cm}$
- peso plinto: $V = 25 \cdot (0.30 \cdot 0.40) \cdot 1.20 = 10.50 \text{ kN}$
 $M = 10.50 \cdot 0.57 = 5.98 \text{ kN.m}$
- peso massicciata: $V = 20 \cdot (0.75 \cdot 0.85) \cdot 1.20 = 19.20 \text{ kN}$
 $M = 19.20 \cdot 0.59 = 11.32 \text{ kN.m}$
- sovraccarico stradale: $V = 20 \cdot 1.20 = 24.0 \text{ kN}$
 $M = 24.0 \cdot 0.60 = 14.40 \text{ kN.m}$

Sollecitazioni massime allo stato limite ultimo:

- sforzo assiale: $N_{Sd} = 0$
- momento flettente: $M_{Sd} = 1.3 \cdot (5.98 + 11.32) = 14.40 + 44.09 = 58.49 \text{ kN.m}$
- sforzo di taglio: $V_{Sd} = 1.3 \cdot (10.50 + 19.20) = 24.0 + 74.61 = 98.61 \text{ kN}$

Segue il tabulato della verifica svolta i risultati sono i riassunti:

- momento resistente: $M_{Rd} = 103.91 \text{ kN.m}$ (verificato: $M_{Rd} \geq M_{Sd}$)
- taglio resistente (solo cls.): $V_{Rd} = 165.43 \text{ kN}$ (verificato: $V_{Rd} \geq V_{Sd}$)

BARRIERE ACUSTICHE - FONDAZIONI - RELAZIONE DI CALCOLO

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO SEZIONE C.A. O C.A.P.

(V.2014.11.15)

BARRIERA ACUSTICA INTEGRATA SU RILEVATO VERIFICA INCASTRO PLINTO

C

M T

Ordinata rispetto a cui sono calcolate le sollecitazioni
 Sforzo normale agente di calcolo
 Momento agente di calcolo (rispetto a)

s 200.00 mm
 Nsd 0.00 N
 Msd() 44.0 Nmm

Momento agente di calcolo (rispetto al baricentro della sezione: g)

200.00 mm) Msd(g) 44.09 Nmm

DATI GEOMETRICI SEZIONE

C

Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo trave
 Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata
 Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo trave
 Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo trave
 Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo trave

fc 29.05 N/mm²
 acc 0.85
 γc 1.50
 fcd 16.462 N/mm²
 fctd 1.323 N/mm²

Elementi	b inf	h	b sup	inf	sup	ε inf	ε sup	σ inf	σ sup	NRd(0)	MRd(0)
	mm	mm	mm	mm	mm	%	%	N/mm ²	N/mm ²	N	Nm
1	1000.0	400.0	1000.0	0.0	400.0	11.6173	-1.3210	0.000	-14.564	-346.29	133.47
2	0.0	0.0	0.0	400.0	400.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
3	0.0	0.0	0.0	400.0	400.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
totali		400.0		0.0	400.0					-346.29	133.47

Ar

Modulo di elasticità acciaio

Es 210000.00 N/mm²

Resistenza caratteristica acciaio ordinario

f 450.00 N/mm²

Coefficiente parziale di sicurezza acciaio ordinario

γs 1.15

Deformazione massima di calcolo

ε ud 10.00 %

Resistenza di calcolo acciaio ordinario

f d 391.30 N/mm²

Armature	Numero	Diametro	livello	area	ε d	ε acc	σ acc	Nrd(0)	Mrd(0)
		mm	mm						
strato	ferri								
1	4	16	50.0	804.25	1.8634	10.0000	391.30	314.71	-15.74
2	4	16	350.0	804.25	1.8634	0.2963	62.22	50.04	-17.51
3	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
totali			50.0	1608.50	1.86335	10.0000		364.74	-33.25

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO MOMENTO FLETTEnte - SFORZO NORMALE

Profondità relativa dell'asse neutro (ξ)

ξ= 0.0013

Altezza totale della sezione

h 400.0 mm

Copriferro armatura tesa

c 50.0 mm

Altezza utile (h-c)

d 350.0 mm

Profondità dell'asse neutro

ξd 0.5 mm

Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)

δ= 0.1429

Braccio della coppia interna

z 294.27 mm

Deformazione massima nel calcestruzzo

ε cls -1.3210 % in y= 400.00 mm

Deformazione massima nell'acciaio ordinario teso

ε acc 10.0000 % in y= 50.00 mm

Deformazione massima nell'acciaio di precompressione teso

ε ap 0.0000 % in y= mm

Campo di deformazione specifica

Parametro di deformazione λ (ε=λ+μ)

λ= 1.162E-02

Parametro di deformazione μ (ε=λ+μ)

μ= -3.235E-05 mm⁻¹

Sforzo normale resistente (rispetto alla base - NRd)

Nrd 18.45 N

Momento resistente (rispetto alla base - MRd)

Mrd 100.22 Nmm

Sforzo normale resistente (rispetto a)

Nrd 18.45 N

Momento resistente (rispetto a)

Mrd 103.91 Nmm

C

Mrd M d 1.35

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO SFORZO DI TAGLIO

Sforzo normale agente di calcolo (compresa precompressione)

Nsd 0.00 N

Sforzo di taglio agente (carichi esterni)

Vd 4.61 N

Carichi appesi o indiretti

Cad 0.00 Nmm

Distanza della sezione dal bordo di appoggio (verifica solo VRcd se: av d EN 1992-1-1:6.2.1(8))

av 999999.00 mm

Sezione ad altezza variabile: Inclinazione dei lembi della membratura (p per h crescente con M)

p 0.0000

Componente di taglio dovuta all'inclinazione dei lembi della membratura

Vmd 0.00 N

Componente di taglio dovuta all'inclinazione dei cavi di precompressione

Vpd 0.00 N

Sforzo di taglio agente di calcolo: (Vsd Vd Vmd Vpd)

Vsd 74.61 N

V

Larghezza (minima) della membratura resistente a taglio

bw 1000.00 mm

Altezza utile sezione: d h - c

d 308.84 mm

Braccio della coppia interna

z 294.27 mm

Area armature longitudinali tese

Asl 1608.50 mm²

Coefficiente: 1 (200/d) 0.5 2

1.805

Coefficiente: Vmin 0.035 (1.5) (fc 0.5)

Vmin 0.45736 N/mm²

Rapporto geometrico armatura longitudinale: ρ Asl (bw d) 0.02

ρ 0.00521

Tensione media di compressione nella sezione: σcp Nsd Ac 0.2 fcd

σcp 0.000 N/mm²

S

Vrd 165.43 N

C

Vrd V d 1.1

1.4 VERIFICA DELLO SBALZO POSTERIORE DEL PLINTO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Si effettua il calcolo dell'apertura delle fessure considerando la combinazione di carico più gravosa considerando le sollecitazioni massime allo stato limite di esercizio (comb. frequente):

- sforzo assiale: $N_{sd} = 0$
- momento flettente: $M_{sd} = 5.98 - 11.32 - 0.75 - 14.40 - 28.10 \text{ N.m}$

Si allega il tabulato della verifica svolta i risultati sono qui riassunti.

Verifica in sezione fessurata:

- altezza sezione reagente: $h = 7.70 \text{ cm}$
- trazione massima armature: $\sigma_a = 108.54 \text{ N/mm}^2$

Verifica di fessurazione: la tensione di trazione massima nel calcestruzzo calcolata in sezione interamente reagente vale:

- $\sigma_c = 0.956 \text{ N/mm}^2$
- minore della resistenza a trazione caratteristica: $\sigma_{c,ma} = 2.36 \text{ N/mm}^2$

Quindi la sezione è verificata allo stato limite di formazione delle fessure.

SEZIONE A TRAPEZI IN CEMENTO ARMATO - VERIFICA A PRESSO TENSO-FLESSIONE RETTA.

TITOLO BARRIERA ACUSTICA INTEGRATA VERIFICA INCASTRO PLINTO

Ordinata punto di applicazione sforzi (solo se non baricentrici)	$e = 0.00 \text{ cm}$
Sforzo normale ($N < 0$: trazione / $N > 0$: compressione)	$N = 0.00 \text{ N}$
Momento flettente ($M < 0$: tende fibre inferiori / $M > 0$: tende fibre superiori)	$M = 28.10 \text{ N.m}$
Coefficiente di omogeneizzazione	$m = 15.00$

Ordinata asse neutro (dall'alto)	$y_s = 7.70 \text{ cm}$
Ordinata asse neutro (dal basso)	$y_i = 32.30 \text{ cm}$
Tensione calcestruzzo minima	$\sigma_{c1} = -2.042 \text{ N/mm}^2$
Tensione calcestruzzo massima	$\sigma_{c2} = 0.000 \text{ N/mm}^2$
Tensione acciaio minima	$\sigma_{f1} = -10.75 \text{ N/mm}^2$
Tensione acciaio massima	$\sigma_{f2} = 108.54 \text{ N/mm}^2$

S (d)

Trapezio (n°)	bi (cm)	h (cm)	bs (cm)	xi (cm)	xs (cm)	xi (cm)	xs (cm)	si N/mm^2	ss N/mm^2
1	100.00	40.00	100.00	0.00	40.00	32.30	40.00	0.000	-2.042
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
Totale		40.00							

Ar (d)

Strato (n°)	Numero ferri	Diametro (mm)	xi (cm)	Af cm^2	sf N/mm^2
1	4	16	5.00	8.04	108.54
2	4	16	35.00	8.04	-10.75
3	0	0	0.00	0.00	
10	0	0	0.00	0.00	
Totale			20.00	16.08	

BARRIERE ACUSTICHE - FONDAZIONI – RELAZIONE DI CALCOLO

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

TITOLO **BARRIERA ACUSTICA INTEGRATA VERIFICA INCASTRO PLINTO**

Riferimento :
Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle «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.

DATI GENERALI

Tipo impronte acciaio
Sensibilità armatura
Condizioni ambientali
Combinazione di azioni

Aderenza migliorata
Poco sensibile
Ordinarie
Frequenti

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio	f_{ck}	29.1 N/mm ²
Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ($f_{ctm} = 0.30 (f_{ck})^{2/3}$)	f_{ctm}	2.835 N/mm ²
Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ($f_{ctf} = f_{ctm} \cdot 1.2$)	f_{ctf}	2.362 N/mm ²

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):
Tensione di trazione massima nel calcestruzzo

	sc_{ma}	0.956 N/mm ²
--	-----------	-------------------------

$L = 1.000 \text{ m}$; $b = 0.300 \text{ m}$; $d = 0.250 \text{ m}$; $d_{eff} = 0.200 \text{ m}$; $d_{eff} = 0.200 \text{ m}$; $d_{eff} = 0.200 \text{ m}$

VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche geotecniche sono eseguite per ogni combinazione di carico statica e sismica calcolando le sollecitazioni alla base del plinto per una larghezza dell'elemento unitaria.

Le verifiche sono eseguite per la fondazione del seguente elemento:

- Barriera integrata con sicurvvia su bordo strada - altezza barriera 3.50 m - la fondazione si svolge sul rilevato stradale.

Seguono i risultati ottenuti nelle verifiche geotecniche eseguite in condizioni statiche e sismiche.

La combinazione più sfavorevole risulta per Combinazione EC2-I (urto) ottenendo i seguenti valori di sicurezza minimi:

- Verifica al ribaltamento $\sigma_r = 1.995 > 1$
- Verifica allo scorrimento $\sigma_s = 1.866 > 1.1$
- Verifica di capacità portante $F_s = 11.02 > 1.4$

I tabulati estesi dei calcoli delle verifiche geotecniche svolti sono allegati.

BARRIERE ACUSTICHE - FONDAZIONI - RELAZIONE DI CALCOLO

SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEL PLINTO

Altezza di calcolo delle spinte H = 0.800 m

Coefficients di spinta attiva			totale	orizz.	vert.
Statici	A1: M1	a	0.2498	0.2382	0.0751
Statici	A2: M2	a	0.2498	0.2382	0.0751
Coefficients di spinta attiva			totale	orizz.	vert.
Statici_Dinamici (sisma verticale verso l'alto)	A1: M1	as	0.2621	0.2500	0.0788
Statici_Dinamici (sisma verticale verso l'alto)	A2: M2	as	0.2621	0.2500	0.0788
Coefficients di spinta attiva			totale	orizz.	vert.
Statici_Dinamici (sisma verticale verso il basso)	A1: M1	as	0.2618	0.2497	0.0787
Statici_Dinamici (sisma verticale verso il basso)	A2: M2	as	0.2618	0.2497	0.0787

Nella tabella seguente sono riportati i carichi i bracci di leva i momenti stabilizzanti e ribaltanti calcolati rispetto al bordo anteriore inferiore del plinto la distanza della risultante dal bordo anteriore del plinto D e l'eccentricità della risultante dal baricentro del plinto E. Le caratteristiche di sollecitazione sono riferite a una larghezza unitaria. Il sovraccarico sul plinto posteriore (peso) non viene considerato.

	FV (N)	FH (N)	bv (m)	bh (m)	M(stab) (Nm)	M(rib) (Nm)
Parete muro	16.00	0.35	1.100	0.800	17.60	0.28
Terrreno sul plinto	19.96	0.42	2.116	0.757	41.39	0.32
Plinto	25.90	0.53	1.294	0.190	33.00	0.11
Terrreno sul plinto anteriore	11.20	0.03	0.390	0.000	3.92	0.00
Spinte terreno (statiche)	A1: M1	1.52	2.700	0.267	1.30	0.41
Spinte sovraccarico (statiche)	A1: M1	1.20	2.700	0.400	3.24	1.52
Spinte terreno (statiche - sismiche v.alto)	A1: M1	0.50	2.700	0.267	1.35	0.42
Spinte sovraccarico (statiche - sismiche v.alto)	A1: M1	1.20	2.700	0.400	3.40	1.60
Spinte terreno (statiche - sismiche v.basso)	A1: M1	1.52	2.700	0.267	1.30	0.43
Spinte sovraccarico (statiche - sismiche v.basso)	A1: M1	1.20	2.700	0.400	3.40	1.60
Barriera fonosorbente integrale	2.45	0.05	1.100	2.950	2.70	0.16
Vento su barriera fonosorbente	0.844	0.00	3.00	1.100	2.950	0.00
Effetto di urto sul curvato	21.042	0.00	21.04	1.100	2.050	0.00
Effetti sistema verticale sulle masse verso il basso	0.81	0.00	1.320	0.000	1.07	0.00

	FV (N)	FH (N)	M(stab) (Nm)	M(rib) (Nm)	D (m)	E (m)
Combinazione: Ra-I (Vento)	76.09	7.43	102.33	10.55	1.206	0.144
Combinazione: Ra-II (Traffico)	76.39	7.19	103.14	7.39	1.253	0.097
Combinazione: Fr-I (Fessurazione)	75.19	2.18	99.90	2.33	1.298	0.052
Combinazione: Fr-II (Fessurazione)	76.09	4.44	102.33	1.71	1.322	0.028
Combinazione: U1-I (Vento)	99.10	10.83	133.52	15.71	1.189	0.161
Combinazione: U1-II (Traffico)	99.55	10.46	134.74	10.97	1.243	0.107
Combinazione: S1-I (sisma v.alto)	74.40	2.96	98.88	1.28	1.312	0.038
Combinazione: S1-II (sisma v.basso)	76.03	2.99	101.04	1.29	1.312	0.038
Combinazione: EC1-I (Urto)	75.19	22.57	97.20	43.54	0.714	0.636
Combinazione: U2-I (Vento)	76.36	9.19	103.06	13.54	1.172	0.178
Combinazione: U2-II (Traffico)	76.75	8.87	104.12	9.44	1.234	0.116
Combinazione: S2-I (sisma v.alto)	74.40	2.96	98.88	1.28	1.312	0.038
Combinazione: S2-II (sisma v.basso)	76.03	2.99	101.04	1.29	1.312	0.038
Combinazione: EC2-I (Urto)	75.19	22.57	99.90	43.54	0.750	0.600
Combinazione: E2-I (Vento)	69.02	10.20	93.56	15.48	1.131	0.219
Combinazione: E2-II (Traffico)	69.47	9.83	94.78	10.75	1.209	0.141
Combinazione: SE2-I (sisma v.alto)	74.40	2.96	98.88	1.28	1.312	0.038
Combinazione: SE2-II (sisma v.basso)	76.03	2.99	101.04	1.29	1.312	0.038
Combinazione: EC2-I (Urto)	75.19	22.57	99.90	43.54	0.750	0.600

Pr	St(ant) (Nm)	St(ant) (m)	St(post) (Nm)	St(post) (m)
Combinazione				
Ra-I (Vento)	37.18	0.00	19.18	2.70
Ra-II (Traffico)	34.36	0.00	22.22	2.70
Fr-I (Fessurazione)	31.09	0.00	24.61	2.70
Fr-II (Fessurazione)	29.91	0.00	26.46	2.70
U1-I (Vento)	49.85	0.00	23.56	2.70
U1-II (Traffico)	45.62	0.00	28.12	2.70
S1-I (sisma v.alto)	29.89	0.00	25.22	2.70
S1-II (sisma v.basso)	30.53	0.00	25.79	2.70
EC1-I (Urto)	70.24	0.00	0.00	2.14
U2-I (Vento)	39.45	0.00	17.12	2.70
U2-II (Traffico)	35.78	0.00	21.07	2.70
S2-I (sisma v.alto)	29.89	0.00	25.22	2.70
S2-II (sisma v.basso)	30.53	0.00	25.79	2.70
EC2-I (Urto)	66.88	0.00	0.00	2.25

V	M(stab) (Nm)	M(rib) (Nm)	Kr	Kr > Kr(min)
Combinazione	1.15			
E2-I (Vento)	81.36	15.48	5.56	1.00 Verificato
E2-II (Traffico)	82.41	10.75	6.60	1.00 Verificato
SE2-I (sisma v.alto)	85.98	1.28	6.04	1.00 Verificato
SE2-II (sisma v.basso)	87.87	1.29	6.05	1.00 Verificato
EC2-I (Urto)	86.87	43.54	1.15	1.00 Verificato

V	N (N)	T (N)	Is	Is(min)	Ks > Ks(min)
Combinazione					
U1-I (Vento)	69.39	10.83	6.405	1.10	Verificato
U1-II (Traffico)	69.71	10.46	6.661	1.10	Verificato
S1-I (sisma v.alto)	52.09	2.96	1.61	1.10	Verificato
S1-II (sisma v.basso)	53.24	2.99	1.61	1.10	Verificato
EC1-I (Urto)	52.65	22.57	3.33	1.10	Verificato
U2-I (Vento)	42.78	9.19	4.655	1.10	Verificato
U2-II (Traffico)	42.99	8.87	4.84	1.10	Verificato
S2-I (sisma v.alto)	41.68	2.96	14.08	1.10	Verificato
S2-II (sisma v.basso)	42.59	2.99	14.3	1.10	Verificato
EC2-I (Urto)	42.12	22.57	1.866	1.10	Verificato

V	N (Nm)	T (Nm)	B (m)	em (Nm²)	em (Nm²)	FS FS(min)	FS > FS(min)
Combinazione							
U1-I (Vento)	99.10	10.83	2.378	41.68	1466.43	24.00	81.5 1.40 Verificato
U1-II (Traffico)	99.55	10.46	2.486	40.04	1520.41	24.00	3.31 1.40 Verificato
S1-I (sisma v.alto)	74.40	2.96	2.624	28.36	1876.15	24.00	4.510 1.40 Verificato
S1-II (sisma v.basso)	76.03	2.99	2.624	28.97	1878.45	24.00	3.11.5 1.40 Verificato
EC1-I (Urto)	75.19	22.57	1.427	52.68	644.81	24.00	1.65 1.40 Verificato
U2-I (Vento)	76.36	9.19	2.345	32.57	650.52	24.00	3.13 1.40 Verificato
U2-II (Traffico)	76.75	8.87	2.467	31.11	675.89	24.00	1.68 1.40 Verificato
S2-I (sisma v.alto)	74.40	2.96	2.624	28.36	857.45	24.00	1.1.11 1.40 Verificato
S2-II (sisma v.basso)	76.03	2.99	2.624	28.97	858.48	24.00	16.8 1.40 Verificato
EC2-I (Urto)	75.19	22.57	1.499	50.16	312.23	24.00	11.0 1.40 Verificato

10 BARRIERE FONOASSORBENTI H 4.0 M CON FONDAZIONE SU PALI

10.1 ANALISI DEI CARICHI

I carichi seguenti sono riferiti a una larghezza pari all'interasse dei pali $l = 3.00$ m.

10.1.1 CARICHI PERMANENTI

- Peso del palo: $g_1 = (1.23 \cdot 24 \cdot \pi \cdot 0.244^2 - 19 \cdot \pi \cdot 0.254^2) \cdot 5.0 = 9.33$ kN
(dedotto il peso del terreno in cui il palo è infisso)
- Peso barriera: $g_2 = 0.7 \cdot 4.00 \cdot 3.00 = 8.4$ kN
- Peso pannello in cls.: $g_3 = 25 \cdot 0.10 \cdot 0.70 \cdot 3.00 = 5.25$ kN
- Spinta del terreno sul pannello in cls.: $20 \cdot 0.271 \cdot 0.50^2 \cdot 2 \cdot 3.00 = 2.03$ kN

10.1.2 CARICHI VARIABILI

- Vento trasversale: $q_1 = 0.844 \cdot 4.00 \cdot 3.00 = 10.12$ kN
- Spinta del sovraccarico sul pannello in cls.: $q_2 = 20 \cdot 0.271 \cdot 0.50 \cdot 3.00 = 8.13$ kN

10.2 GENERALITÀ SULLE VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI DI FONDAZIONE

Le verifiche sono state eseguite con l'ausilio del programma di calcolo: "AllPile", vers. 7.12 realizzato da "CivilTech Software - Bellevue - WA U.S.A."

10.2.1 VERIFICHE DI RESISTENZA ASSIALE (VERTICALE)

La verifica di resistenza assiale dei pali viene svolta allo stato limite ultimo facendo riferimento alle NTC 2008 si segue:

- Approccio 2: Combinazione: (A1 M1 R3)

Coefficienti parziali delle resistenze γ_R : segue estratto Tabella 6.4.II NTC 2018 con i coefficienti parziali adottati evidenziati.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

* da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Fattore di correlazione (1 indagine): ξ_4 : segue estratto Tabella 6.4.IV NTC 2008 con i coefficienti parziali adottati evidenziati.

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

La verifica viene eseguita tramite il programma di calcolo "AllPile", versione 7.12, prodotto da CivilTech Software, Bellevue, WA USA, il programma utilizza le procedure descritte in "Foundation & Earth Structures, Design Manual 7.02", pubblicato da "Department of Navy, Naval Facilities Engineering Command (NAVFAC, USA)".

La resistenza ultima del palo per sforzo assiale è la somma delle resistenze di punta e laterale:

$$R_{ult} = R_{tip} + R_{side}$$

Da cui deriva la resistenza di calcolo:

$$R_d = \frac{R_{tip}}{\gamma_b \times \xi} + \frac{R_{side}}{\gamma_s \times \xi} = \frac{R_{tip}}{1.35 \times 1.70} + \frac{R_{side}}{1.15 \times 1.70}$$

La resistenza ultima di base vale:

$$R_{tip} = A_{tip} (N_c + S_v + N_c + C)$$

A_{tip} : area sezione del palo alla punta

N_c : fattore di portanza per terreni sciolti, tabellato in funzione dell'angolo di attrito e del tipo di palo (infisso o trivellato) (ved. Tabella 4.1 seguente)

Tabella 4-1. Fattore di portanza N_c in funzione dell'angolo di attrito ϕ

ϕ (Internal friction)	N_c (Displacement pile)	N_c (Non-Displacement pile)
26	11.0	5.6
28	15.2	7.6
30	21.0	10.3
31	24.6	12.1
32	29.1	14.2
33	34.5	16.9
34	41.3	20.3
35	49.9	24.6
36	60.9	30.1
37	75.0	37.1

BARRIERE ACUSTICHE - FONDAZIONI – RELAZIONE DI CALCOLO

38	93.0	46.1
39	116.	57.7
40	145.	72.3

S_v : tensione verticale (efficace) alla punta palo salvo le limitazioni:

$$S_v \leq S_{v,limit} = 7.2 N/mm^2$$

N_r : fattore di portanza per terreni coesivi tabellato in funzione della profondità relativa della punta palo Z/D (ved. Tabella 4.2 seguente)

TABELLA 4-1. Fattore di portanza N_r in funzione della profondità relativa della punta palo Z/D

Z/D (Depth/Width)	N_r
0	6.3
1	7.8
2	8.4
3	8.8
4	9
≥ 4	9

C: coesione terreno

In presenza di discontinuità stratigrafiche nel tratto inferiore alla punta si tiene conto delle caratteristiche dei terreni sottostanti interpolando per una profondità di 10 volte il diametro del palo.

La resistenza ultima laterale vale:

$$R_{side} = \sum S_f \cdot P \cdot \Delta L = \sum (f_0 \pm C_a) \cdot P \cdot \Delta L \text{ in cui:}$$

$$f_0 \pm C_{a,down} = S_v \cdot \tan \delta \text{ (in compressione)}$$

$$f_0 \pm C_{a,up} = S_v \cdot \tan \delta \text{ (in trazione)}$$

$$C_{a,down} = S_h \cdot S_v \cdot 0.7 \text{ : (in compressione)}$$

$$C_{a,up} = S_h \cdot S_v \cdot 0.4 \text{ : (in trazione)}$$

S_h : tensione orizzontale (efficace) lungo il palo:

S_v : tensione verticale (efficace) lungo il palo salvo le limitazioni:

$$S_f \leq (f_0 \pm C_a)_{limit} = 0.20 N/mm^2 \text{ : portanza laterale limite}$$

$\delta = 20^\circ$ angolo di attrito terreno-acciaio (liscio)

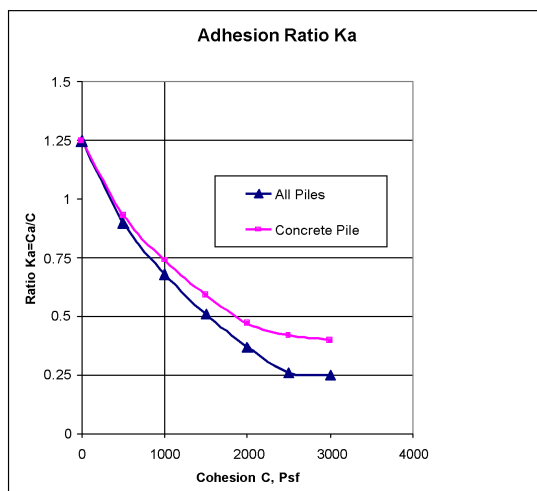
$$C_a = \alpha_c \cdot \alpha_a \cdot C$$

$\alpha_c = 1$: fattore di adesione

α_a : rapporto di adesione (vedi figura a lato)

P: perimetro palo

ΔL : lunghezza tratto di palo



Il cedimento del palo viene calcolato secondo Reese e O'Neel (1988).

10. VERIFICHE DI RESISTENZA AI CARICHI TRASVERSALI (ORIZZONTALI)

La verifica di resistenza laterale dei pali viene svolta allo stato limite ultimo facendo riferimento alle NTC 2018 si segue:

- Approccio 2: Combinazione: (A1 M1 R3)

Coefficienti parziali delle resistenze γ_T : segue estratto Tabella 6.4.VI NTC 2018 con i coefficienti parziali adottati evidenziati.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

La determinazione delle sollecitazioni lungo il palo viene eseguita tramite il programma di calcolo "AllPile" applicando direttamente il codice COM624P (FHWA-SA-91-048 COM624P – Lateral Loaded Pile Program for the Microcomputer Version 2.0 Wang and Reese 1993).

Il codice risolve l'analisi laterale nell'ipotesi che il modulo di deformazione sia proporzionale alla profondità, con l'integrazione iterativa alle differenze finite delle seguenti equazioni differenziali non lineari:

- 1) $EI \frac{d^4 Y}{dz^4} + Q \frac{d^2 Y}{dz^2} - R - P_q = 0$
- 2) $EI \left(\frac{d^3 Y}{dz^3} \right) + Q \left(\frac{dY}{dz} \right) - T = 0$
- 3) $EI \left(\frac{d^2 Y}{dz^2} \right) - M = 0$

$$4) \quad \frac{dY}{dZ} - S_t = 0$$

In cui:

- Q : carico assiale sul palo
- Q : freccia laterale del palo alla profondità Z dalla testa palo
- R: reazione del suolo per unità di lunghezza
- E: modulo di elasticità del palo
- I: momento d'inerzia del palo
- P : carico laterale distribuito lungo il palo
- T: sforzo di taglio
- M: momento flettente
- S_t : rotazione del palo

10.3 SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Alla testa dei pali allo stato limite ultimo si ha:

- Sforzo verticale:

$$V_d \leq 1.3 \leq (9.33 \leq 8.4 \leq 5.25) \leq 29.87 \leq N$$

- Sforzo orizzontale:

$$H_d \leq 1.3 \leq 2.03 \leq 1.3 \leq 0.6 \leq 8.13 \leq 1.5 \leq 10.12 \leq 2.64 \leq 6.34 \leq 15.18 \leq 24.16 \leq N$$

- Momento flettente:

$$M_d \leq 2.64 \leq 0.50 \leq 3 \leq 6.34 \leq 0.50 \leq 2 \leq 15.18 \leq (4.0 \leq 2) \leq 32.38 \leq Nm$$

10.4 CALCOLO DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE E DEFORMAZIONE DEL PALO

Il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione e deformazione del palo viene effettuato mediante il programma di calcolo "Allpile", vers. 7.12, CivilTech Software, Bellevue, WA USA.

Il calcolo fa riferimento a un palo in acciaio di 508 mm di diametro e 10 mm di spessore di 5.0 metri di lunghezza messo in opera secondo un interasse di 3.0 m riempito in calcestruzzo.

Il calcolo si riferisce al tratto compreso tra le sezioni 30 e 35 del tracciato stradale caratterizzato da uno scavo in trincea. A favore di sicurezza si utilizzano i parametri fisici e meccanici π cautelativi per le formazioni geotecniche attraversate.

I calcoli di portanza del palo fanno riferimento alla sola portanza di base e si trascura l'attrito laterale del palo vibroinfisso in acciaio a contatto con il terreno.

Seguono i dati di input inseriti nel programma di calcolo e di seguito i diagrammi risultanti dalle analisi verticale e laterale del palo.

Si omettono i tabulati in quanto i risultati grafici del programma AllPile sono completamente esaustivi.

BARRIERE ACUSTICHE - FONDAZIONI – RELAZIONE DI CALCOLO

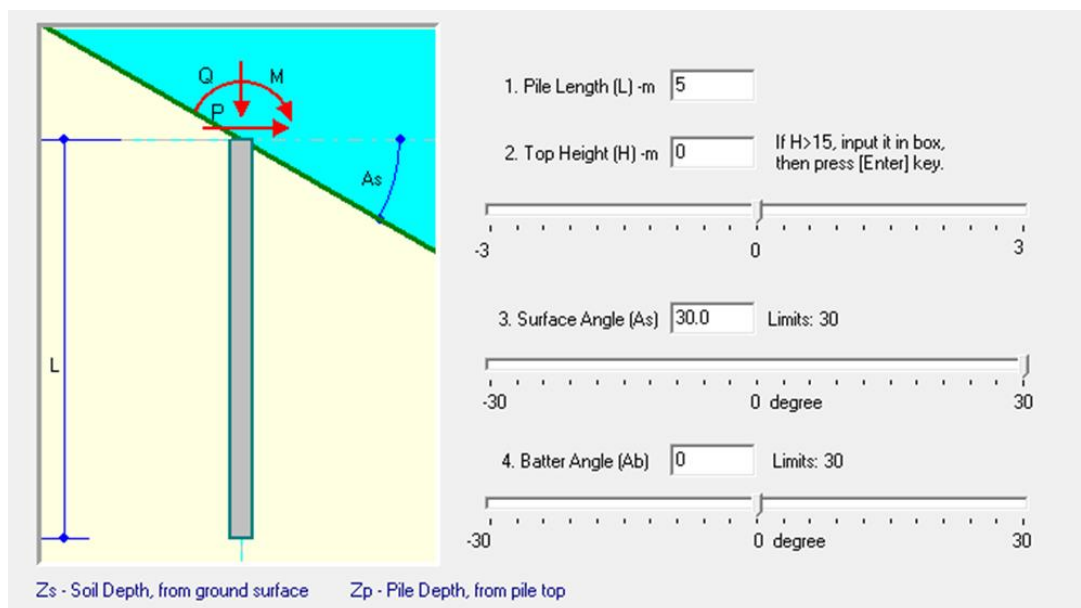


FIGURA 10.1 SCHEMA DEL PENDIO DI CALCOLO CON SEZIONE IN TRINCEA

1. Soil Property Table (Zs - Soil Depth, from ground to beginning of each layer) 2. Water Table (An additional layer is required at water table) 3. Surface Elevation (Optional input)

Zs-m	Soil Data Input	G-kN/m ³	Phi	C-kN/m ²	k-MN/m ³	e50 or Dr	Nspt	Type
0	Sand/Gravel	19	27	0	4.4	30	10	4
4	Sand/Gravel	20	35	0	4.4	40	25	4
11	Sand/Gravel	19	30	0	4.4	30	20	4
	Click to Open							

FIGURA 10.2 PARAMETRI GEOMECCANICI DEI TERRENI ATTRAVERSATI

1. Select Shape

SQUARE

CIRCLE

Loading

Strong Axis

a. Select Axis

Strong Axis

Weak Axis

b. Type Pile Name:

HP14X117

c. Get Properties

H-PILE

2. Outside

Steel (rough)

Steel (smooth)

Concrete (rough)

Concrete (smooth)

Grouted

Post-Grouted

Timber

Plastic

Skin=0

Skin=Soil Cohesion

3. Inside

=Outside

Hollow

Steel

Concrete

4. Diameter Variation: Straight

Depth (Zp): 0 Description: Steel (rough)

6. Pipe Wall Thickness-cm: 1 6

7. 92% Inside Materials in Total Area, At= 2026.8

8. Width - cm	A' - cm ²	Perimeter - cm	I' - cm ⁴	E - Mp	Weight - kN/m
50.8	405.8	159.6	85638.5	210000	5.904

At - Total Section Area, A' - Effective Net Area, I' - Effective Moment of Inertia

FIGURA 10.3 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PALO ACCIAIO-CLS

BARRIERE ACUSTICHE - FONDAZIONI – RELAZIONE DI CALCOLO

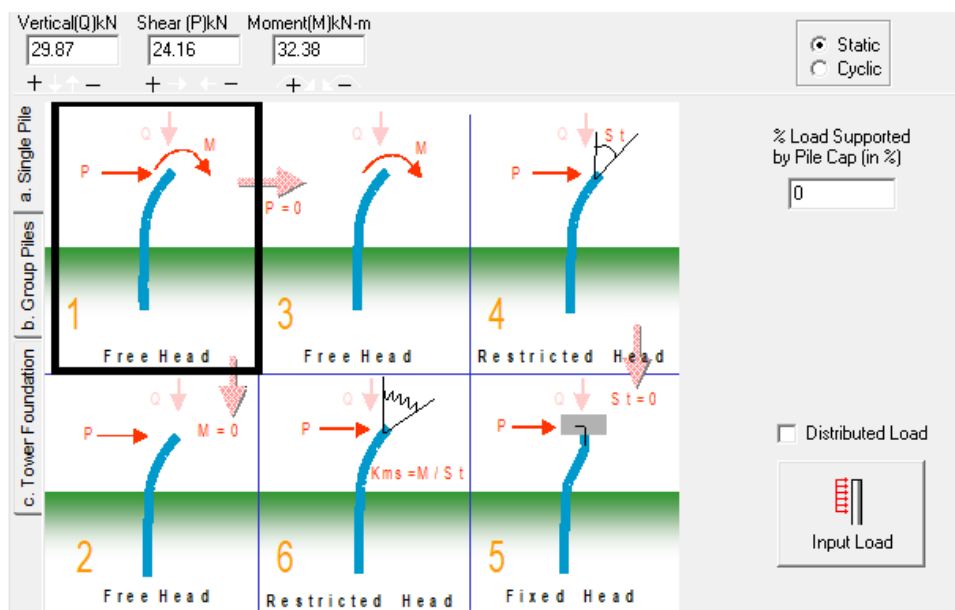


FIGURA 10.4 SCHEMA STATICO E SOLLECITAZIONI ALLO SLU

1. Zero Friction (Exclusion zone) and Negative Friction (Downdrag force): Input Soil Depth (Zs)

Zero Friction from 0 to 5 Negative Friction from to Factor 1

Zero Friction from to Negative Friction from to Factor 1

2. Zero Tip Resistance 3. Tip resistance based on stratum from pile tip extends to 10 times of pile diameter. (smoother Capacity-Length curve).

4. Analysis Parameters:

Parameters: Value [1]: Value [2]	Value [1]	Value [2]
FS for Downward: [1] FS_side; [2] FS_tip	2.0	2.3
FS for Uplift: [1] FS_side; [2] FS_weight	2.1	1.0
Load Factor: [1] Vertical,Q; [2] Lateral,P,M,T	1.0	1.0
(Critical Depth)/(Pile Diameter): [1] Side; [2] Tip	999.0	999.0
Resistance Limits: [1] Side; [2] Tip -kN/m2 (No Limit: 99999)	500.0	7200.0
Allowable Deflection: [1] Vertical, x_allow [2] Lateral, y_allow -cm	2.0	2.0
Group Deduction Factor for Lateral Analysis: [1] Rfront; [2] Rside	1.0	1.0
Adjustment Factor: [1] Vertical Settlement; [2] Lateral p-y Reduction	1.0	1.0

5. Load - Settlement Relation (t-z curve): Vesic Method Reese Method

FIGURA 10.5 FATTORI DI SICUREZZA UTILIZZATI

BARRIERE ACUSTICHE - FONDAZIONI – RELAZIONE DI CALCOLO

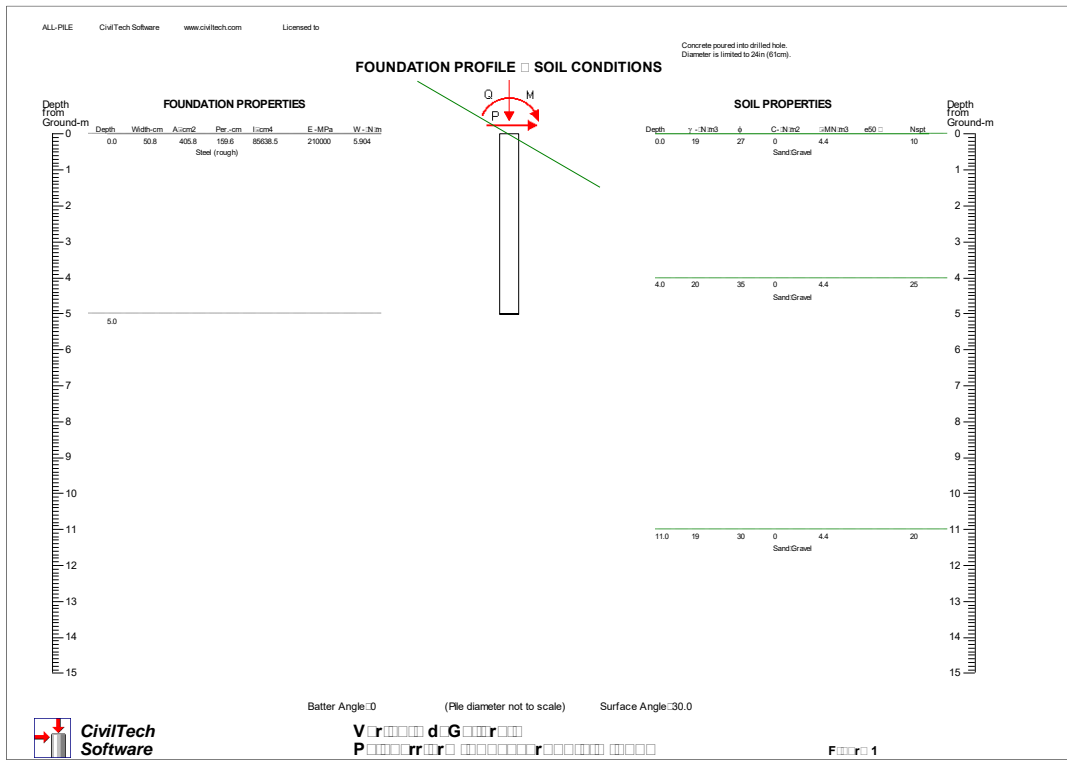


FIGURA 10.6 MODELLO DI CALCOLO

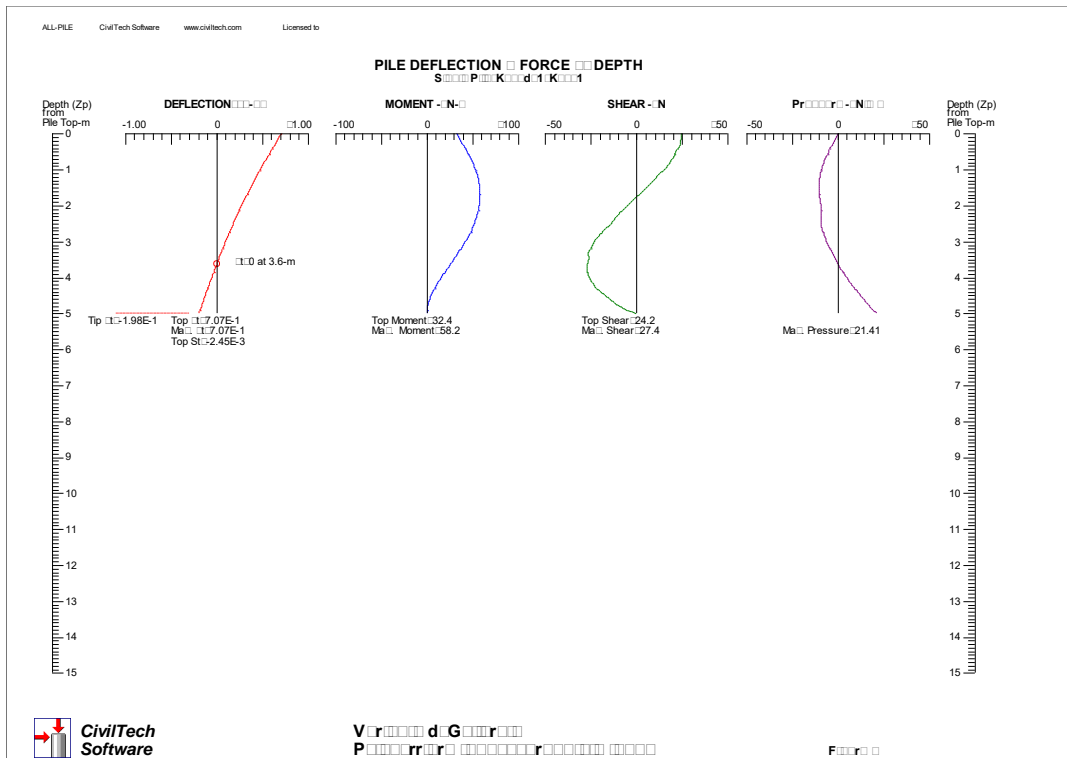
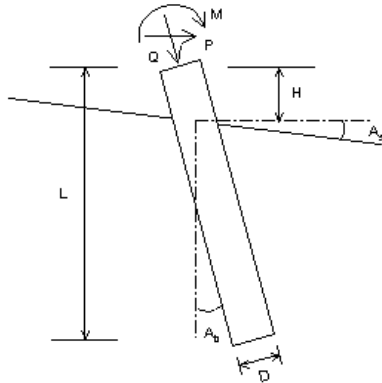


FIGURA 10. SOLLECITAZIONI SUL PALO

VERTICAL ANALYSIS

Figure 1



Drilled Pile (dia 24 in. or 61 cm)

Limits

Load Factor for Vertical Loads 1.0
 Load Factor for Lateral Loads 1.0
 Loads Supported by Pile Cap 0
 Shear Condition: Static

Vertical Load 29.9 -kN
 Shear Load P 24.2 -kN
 Moment M 32.4 -kN-m

Parameters

Pile Length 5.0 -m
 Top Height H 0 -m
 Slope Angle α_s 30.0
 Batter Angle α_b 0

Zero Friction

Zero Friction Start: 0 -m End: 5 -m

Soil Data							Pile Data						
Depth -m	Gamma -kN/m ³	Phi	C -kN/m ²	ϕ -MN/m ³	e50 or Dr	Nspt	Depth -m	Width -cm	Area -cm ²	Per. -cm	I -cm ⁴	E -MPa	Weight -kN/m
0	19	27	0	4.4	30	10	0.0	50.8	405.8	159.6	85638.5	210000	5.904
4	20	35	0	4.4	40	25	5.0						
11	19	30	0	4.4	30	20							

Vertical capacity

Weight above Ground 0.00 Total Weight 29.52 -kN Soil Weight is not included
 Side Resistance (Down) 0.000 -kN Side Resistance (Up) 0.000 -kN
 Tip Resistance (Down) 478.251 -kN Tip Resistance (Up) 0.000 -kN
 Total Ultimate Capacity (Down) 478.251 -kN Total Ultimate Capacity (Up) 29.520 -kN
 Total Allowable Capacity (Down) 207.935 -kN Total Allowable Capacity (Up) 29.520 -kN
 allow

Settlement Calculation:

At 29.87 -kN Settlement 0.15358 -cm
 At allow 2.00 -cm allow 307.81042 -kN

Note: If the program cannot find a result or the result exceeds the upper limit. The result will be displayed as 99999.



**CivilTech
Software**

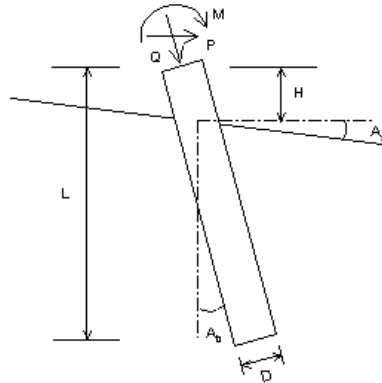
Vertical Analysis

Parameters

FIGURA 10.8 VERIFICA SECONDO LE SOLLECITAZIONI VERTICALI

LATERAL ANALYSIS

Figure 2



Drilled Pile (dia 24 in. or 61 cm)

L
 Load Factor for Vertical Loads 1.0
 Load Factor for Lateral Loads 1.0
 Loads Supported by Pile Cap 0
 Shear Condition: Static

Vertical Load 29.9 -N
 Shear Load P 24.2 -N
 Moment M 32.4 -N-m

Pr
 Pile Length 5.0 -m
 Top Height H 0 -m
 Slope Angle As 30.0
 Batter Angle Ab 0

Zero Friction
 Zero Friction Start: 0 -m End: 5 -m

Soil Data							Pile Data						
Depth -m	Gamma -N/m ³	Phi	C -N/m ²	phi -MN/m ³	e50 or Dr	Nspt	Depth -m	Width -cm	Area -cm ²	Per. -cm	I -cm ⁴	E -MPa	Weight -N/m
0	19	27	0	4.4	30	10	0.0	50.8	405.8	159.6	85638.5	210000	5.904
4	20	35	0	4.4	40	25	5.0						
11	19	30	0	4.4	30	20							

Single Pile Lateral Analysis:

Top Deflection 0.70700 -cm

Max Moment 58.20 -N-m

Top Deflection Slope 0.00245

Top Deflection 0.7070 -cm is less than the Allowable Deflection 2.00 -cm

Note: If the program cannot find a result or the result exceeds the upper limit. The result will be displayed as 99999.

The Max Moment calculated by program is an internal force from the applied load conditions. Structural engineer has to check whether the pile has enough capacity to resist the moment with adequate factor of safety. If not, the pile may fail under the load conditions.



Verifica secondo le sollecitazioni trasversali

FIGURA 10. VERIFICA SECONDO LE SOLLECITAZIONI TRASVERSALI

10.5 VERIFICA DEI PALI SOGGETTI A CARICO VERTICALE

La verifica viene svolta allo stato limite ultimo in riferimento alle NTC 2018, si sceglie l'approccio 2, con le combinazioni A1 M1 R3 in cui si applicano i coefficienti parziali alle caratteristiche resistenti del palo:

- resistenza laterale in compressione: $\gamma_s \square 1.15$
- resistenza alla base: $\gamma_b \square 1.35$
- fattore di correlazione: $\xi_4 \square 1.70$

Si ottiene:

- Sforzo verticale di progetto: $N_{sd} \square 29.87 \square N$
- Resistenza di progetto: $R_{sd} \square 478.25 \square (1.7 \square 1.35) \square 208.38 \square N$ ($R_{sd} \square N_{sd}$)
- Cedimento verticale: $DZ \square 0.153 \text{ cm}$ (ammissibile)

10.6 PALI SOGGETTI A CARICO ORIZZONTALE - VERIFICA DI RESISTENZA DEL TERRENO

I coefficienti parziali (A1 M1 R3) risultano:

- resistenza laterale terreno: $\gamma_t \square 1.30$
- fattore di correlazione: $\xi_4 \square 1.70$

La resistenza di progetto del terreno si ottiene dalla formula:

$$R_{sd} \square \frac{\lambda_p \times \sigma_v + 2 \times c' \times \sqrt{\lambda_p}}{\gamma_t \times \xi_3} \quad \text{in cui:}$$

- λ_p : coefficiente di spinta passiva
- σ_v : pressione geostatica efficace
- c' : coesione drenata

Le massime pressioni sul terreno risultano:

$$P_{d1} \square -10.2 \square N/m^2 \text{ a } 1.70 \text{ m di profondit\`a}$$

$$P_{d2} \square 21.4 \square N/m^2 \text{ a } 5.00 \text{ m di profondit\`a}$$

Le Resistenze del terreno risultano:

$$R_{sd1} \square \frac{2.66 \times 1.70 \times 19}{1.30 \times 1.70} \square 38.87 \square N/m^2 \square P_{d1}$$

$$R_{sd2} \square \frac{3.69 \times 5.0 \times 20}{1.30 \times 1.70} \square 166.956 \square N/m^2 \square P_{d2}$$

Il minimo coefficiente di sicurezza (resistenza \square pressione) si ottiene a $Z_p \square 1.70 \text{ m}$ e vale:

$$R_{sd} \square P_d \square 38.87 \square 10.2 \square 3.81 \quad (\square 1: \text{verificato})$$

10. VERIFICA STRUTTURALE DEL PALO

Si verifica il palo in acciaio \square 508 mm \square sp. 10 mm trascurando lo riempimento in cls.
Segue tabulato di verifica.

VERIFICA DI RESISTENZA SEZIONE TUBOLARE

Fattore parziale di resistenza delle sezioni:	$Y_{M0} =$	1.05
Tensione caratteristica di snervamento acciaio:		
spessore $t \leq 40$ mm:	$f_{yk} =$	355.00 N/mm²
spessore $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm:	$f_{yk} =$	335.00 N/mm²
Diametro esterno:	$d =$	508 mm
Spessore nominale:	$t =$	10.0 mm
Classificazione sezione:		Classe 3 (moderatamente snella)
Massa:	$P =$	122.81 kg/m
Area sezione metallica:	$A =$	15645 mm ²
Area resistente a taglio:	$A_v =$	9960 mm ²
Momento d'inerzia elastico:	$J =$	4.85E+08 mm ⁴
Raggio d'inerzia:	$i =$	176.1 mm
Modulo di resistenza elastico:	$W_e =$	1910246 mm ³
Modulo di resistenza plastico:	$W_p =$	2480296 mm ³
Resistenza di calcolo a compressione:	$N_{c,Rd} =$	5289.54 kN
Resistenza di calcolo a flessione:	$M_{c,Rd} =$	645.85 kN.m
Resistenza di calcolo a taglio:	$V_{c,Rd} =$	1944.19 kN
Verifica di resistenza combinata assiale/flessione/taglio:		
Sforzo assiale di progetto:	$N_{Ed} =$	29.87 kN
Sforzo tagliante di progetto:	$V_{Ed} =$	27.4 kN
Momento flettente di progetto:	$M_{Ed} =$	58.2 kN.m
Tensione di snervamento ridotta per interazione tra flessione e taglio (se la sollecitazione di taglio supera il 50% della resistenza):	$f_{y,red} =$	355.00 N/mm ²
Verifica combinata assiale/flessione: $N_{Ed} / N_{c,Rd} + M_{Ed} / M_{c,Rd} \leq 1$:		0.096 (≤ 1 : VERIFICATO)

10.8 PANNELLO IN C.A. - VERIFICA STRUTTURALE

Si verifica il pannello in c.a. dello spessore di 10 cm per 70 cm di altezza considerato appoggiato sulla luce di 3.00 m e soggetto alle spinte del terreno e del sovraccarico.

Le sollecitazioni di calcolo allo stato limite ultimo risultano:

- momento flettente massimo: $M_{Sd} \square 1.3 \square 2.03 \square 3.00 \square 8 \square 1.5 \square 8.13 \square 3.00 \square 8 \square 5.56 \square Nm$
- sforzo di taglio massimo: $V_{Sd} \square 1.3 \square 2.03 \square 2 \square 1.5 \square 8.13 \square 2 \square 7.42 \square N$

Verifica della sezione: si considera un'armatura formata da due reti elettrosaldate \square 6 mm \square con passo 100 \square 100 mm.

Si ottiene:

- momento resistente: $M_{Rd} \square 6.76 \square Nm$ ($M_{Rd} \square M_{Sd}$: verificato)

BARRIERE ACUSTICHE - FONDAZIONI – RELAZIONE DI CALCOLO

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO - SFORZO DI TAGLIO

Sforzo normale agente di calcolo	Nsd	0.00	N
Sforzo di taglio agente	Vd	7.42	N
Carichi appesi o indiretti	Cad	0.00	N.m
Distanza della sezione dal bordo di appoggio (verifica solo VRcd se: av $\leq d$ EN 1992-1-1 6.2.1(8))	av	9999999.00	mm
Sezione ad altezza variabile: Inclinazione dei lembi della membratura (p ≤ 0 per h crescente con M):	p	0.00	
Componente di taglio dovuto all'inclinazione dei lembi della membratura	Vmd	0.00	N
Sforzo di taglio agente di calcolo: (Vsdl + Vd + Vmd)	Vsd	7.42	N
Larghezza (minima) della membratura resistente a taglio	bw	700.00	mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d	50.00	mm
Braccio della coppia interna	z	43.63	mm
Area armature longitudinali tese	Asl	395.84	mm ²
Coefficiente: $\alpha_1 = (200/d)^{0.5} \leq 2.0$		2.000	
Coefficiente: $V_{min} = 0.035 \leq (1.5) \leq (f_{ct}/0.5)$	Vmin	0.56000	N/mm ²
Rapporto geometrico armatura longitudinale: $\rho_l = Asl / (bw \cdot d) \leq 0.02$	ρ_l	0.01131	
Tensione media di compressione nella sezione: $\sigma_{cp} = N_{sd} / A_c \leq 0.2 \leq f_{cd}$	σ_{cp}	0.000	N/mm ²
Sforzo di taglio agente di calcolo	Vrd		N
Capacità di resistenza a taglio	Vrd	3.45	N